

GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, GRUDZIEŃ 1953 R.

Nr 12

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Na marginesie prac Komitetu Gospodarki Wodnej PAN	437
Inż. Aleksander Mianowski — Dokumentacja kompleksowych inwestycji wodnych	441
Inż. Tadeusz Kruszcwski — W sprawie dokumentacji technicznej dla budownictwa wodnego	443
Rząd Ludowy zapewnia rozwój fachowych bibliotek zakładowych	444
Inż. Zygmunt Tyszką — Zastosowanie kamienia naturalnego w budownictwie wodnym, z uwzględnieniem normalizacji	445
Inż. Kazimierz Straszewski — Hydroenergetyka na Światowej Konferencji Energetycznej	448
Prof. dr Jan Wierzbicki — Drogi rozwoju nawodniania deszczownianego	450

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Inż. Karol Ring — Wpływ lasów i zadrzewień na gospodarkę wodną i erozję	451
Mgr Piotr Paweł Demiańczuk — Wzór na parowanie z jezior w pasie równoleżnikowym Niżu Polskiego	454
Dr inż. Julian Lambor — Obliczenie prawdopodobieństwa pojawiania się deszczów nawalnych w Polsce	456
Inż. Witold Chramiec — Podstawy założeń wodno-gospodarczych ujęcia wody w Goczałkowicach dla celów przemysłowych	457
Inż. Władysław Jankowski — Obliczanie pali, palisad i ścianek szczelnych, wbitych pionowo w grunt o różnorodnym uwarstwieniu, na obciążenie siłami poziomymi	459

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Inż. Roman Stobnicki — Hydromechanizacja i jej zastosowanie przy wykonywaniu nasypów ziemnych	463
Inż. Czesław Bielenia — Beton w mniejszych budowach wodnych	466
Inż. Czesław Stepnowski — Ubezpieczenie skarp kanałów otwartych kamieniem sztucznym „Pustobet“	469

DZIAŁ V EKSPLOATACJA

Inż. Antoni Arkuszewski — Dotychczasowe osiągnięcia przy stosowaniu gwarantowanych głębokości na naszych drogach wodnych	471
Inż. Stanisław Wojnarowicz — Automatyzacja i telemechanizacja w ZSRR w odniesieniu do urządzeń gospodarki wodnej	475

PRZEGŁĄD WYDAWNICTW

СОДЕРЖАНИЕ

K труда Комитета Водного Хозяйства Польской Академии Наук, Документация комплексных гидротехнических инвестиций, Техническая документация для гидротехнического строительства, Применение натурального камня в гидротехническом строительстве с учетом нормализации, Гидроэнергетика на мировой энергетической конференции, Пути развития ливневых наводнений, Влияние лесных полос на водное хозяйство и эрозию, Формула на испарение из поверхности озер в широтном поясе на Польской Низменности, Расчет вероятности появления ливней в Польше, Расчет на нагрузку горизонтальными силами свай, свайных и шпунтовых стен, вбитых вертикально в грунт с разными слоями, Гидромеханизация и ей применение при строительстве земных насыпей, Бетон в меньших гидротехнических сооружениях, Крепление откосов каналов речного транспорта искусственным камнем „Пустобет“, Результаты применения гарантированных глубин на наших водных путях, Автоматизация и телемеханизация в СССР на сооружениях водного хозяйства, Обзор печати
--

SOMMAIRE

Sur le marge des travaux du Comité d'aménagement hydraulique de l'Academie Polonaise des Sciences Documentation des aménagements hydrauliques complexes Application des pierres naturels dans les travaux hydrauliques en vue de la normalisation Les forces hydrauliques à la Conference Mondiale de l'Energie Voies du progrès de l'irrigation par les précipitations atmosphériques Influence des bandes forestières sur l'aménagement hydraulique et l'érosion du sol Formule de l'évaporation de surface des lacs dans la bande parallèle de la Plaine Polonaise Calcul de la probabilité des pluies torrentielles en Pologne Bases économiques et hydrauliques de la prise d'eau pour les buts industriels de la retenue d'eau à Goczałkowice Calcul des pieux, des palissades et des palplanches, enfoncés verticalement dans le sol à cauches différentes chargées par forces horizontales Hydromecanisation et son application dans l'exécution des terrassements Béton dans les petites constructions hydrauliques Protection des berges des canaux de navigation par les pierres artificielles „Pustobet“ Resultats récents d'application sur les voies fluviales en Pologne des profondeurs garanties Automatisation et télémechanisation en URSS par raport aux aménagements hydrauliques Revues des publications
--

CONTENTS

On the margin of work of Water Economy Committee of Polish Science Academy Documentation of water set investment Technical documentation for water engineering constructions Application of natural stone in water-engineering constructions with view of normalisation Hydroenergetics on the World Energetic Conference Development of rain irrigation Influence of forest girdles on the water management and soil erosion Evaporation formula for lakes on the parallel zone of Polish Lowland Technical and economical basis of water seizure for industrial aims from the reservoir in Goczałkowice Calculation of resistance on horizontal forces of pales, palissades and sheet piles driven vertically into the soil with different layers Hydromechanisation and its application to the execution of earth elevation Concrete in small water engineering constructions Protection of navigation canal scarps by artificial stone „Puostobet“ Recents results of application of guaranteed depths on Polish water ways Automatization and telemechanization of water management in USSR Review of publications

Warunki prenumeraty:

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

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Na marginesie prac Komitetu Gospodarki Wodnej PAN

Minał rok od powołania przez Rząd Komitetu Gospodarki Wodnej przy Prezydium Polskiej Akademii Nauk. Na pierwszym posiedzeniu tego Komitetu, w dniu 17 listopada 1952 r., wicepremier dr S. Jędrzychowski powiedział m. in.¹⁾:

„Nasz program budownictwa wodnego musi mieć charakter wszechstronny i zespołowy, musi obejmować optymalne rozwiązanie wszystkich zających się wzajemnie, a niekiedy i krzyżujących się zagadnień, a nadanie mu takiego charakteru nie jest możliwe bez oparcia go na ścisłych, naukowych podstawach, przy tym nie w jednej ale w wielu dziedzinach nauki... Zadaniem Komitetu Gospodarki Wodnej jest opracowanie generalnego planu gospodarki wodnej w Polsce. Rzecz jasna, że praca Komitetu musi być rozplanowana na szereg etapów. Aby jednak prace Komitetu mogły mieć znaczenie praktyczne, już dla najbliższego planu pięcioletniego, celowe jest aby niezależnie od opracowywania generalnych podstaw gospodarki wodnej w Polsce Komitet skoncentrował w sposób zespołowy, kompleksowy swą uwagę na jednym zagadnieniu, jakim jest zagadnienie Wisły”.

Uchwała Rady Ministrów nr 913/52 z dn. 10.X.1952 r., przemówienie wicepremiera Jędrzychowskiego na pierwszym posiedzeniu Komitetu, wypowiedzi innych czołowych przedstawicieli Rządu, jak również niektóre artykuły w naszym czasopiśmie odnośnie prac naukowo-badawczych i perspektywicznego planu gospodarki wodnej w Polsce — dają podstawę do podsumowania rocznej działalności Komitetu.

* * *

Komitet Gospodarki Wodnej, wychodząc z koncepcji sporządzenia planu przez własną pracownię, zorganizował prace I etapu w powołanych specjalistycznych zespołach.

Pracownia Planu Gospodarki Wodnej ma być złożona ze specjalistów z różnych dziedzin i organizacyjnie rozpadnie się na 2 pracownie: jedną o charakterze ogólnokoncepcyjnym, opracowującą całość założeń do planu perspektywicznego, drugą — pracownię Wisły, której zadaniem będzie sformułowanie założeń projektowych dla tej rzeki i jej dorzecza.

Brak odpowiedniej ilości i jakości kadr jest powodem, że obie pracownie mogą zgromadzić tylko niewielką ilość specjalistów — i to tylko takich, których na czas opracowywania planu da się odciążyć od innych prac o charakterze naukowym i użytkowym; w ten sposób z prac przy planie byłaby wyeliminowana liczna grupa najwybitniejszych naukowców, co nasuwało obawę, że plan nie osiągnie w swym charakterze pożądanej kompleksowości i oparty zostanie na niedostatecznie szerokiej i głębokiej bazie, zarówno gospodarczej, jak i naukowej. Żeby temu zaradzić i wypełnić lukę, Komitet zdecydował się zaapelować do wszystkich naukowców, do wszystkich instytutów i zakładów naukowych, zajmujących się bezpośrednio lub pośrednio sprawami gospodarki wodnej w Polsce, zzywając odnośnie osoby do czynnego włączenia się do prac Komitetu.

Dla nadania tym zamiarom należytych form organizacyjnych Komitet postanowił zgrupować prace — jak wspomniiano wyżej — w pewnych zespołach roboczych, obejmujących mniej lub więcej wyraźny wycinek działalności naukowo-gospodarczej i wypełniających niejako pewien tematyczny sektor planu. Dla każdego powołanego zespołu opracowano instrukcję, określającą wstępny skład personalny, tematykę oraz terminy prac. W pewnych przypadkach zespoły zostały oparte o bazę istniejących instytutów i zakładów naukowych, tzn.

w tych dziedzinach, gdzie odpowiednie zakłady istnieją i ich zakres pracy oraz poziom gwarantował należyte postawienie i rozwiązanie zagadnień, sformułowanych przez Komitet; w innych przypadkach, gdy omówionego systemu nie można było stosować, oparto się na bazie bardziej personalnej, powołując do zespołów osoby, znane ze swych zainteresowań dla danej dziedziny nauki czy gospodarki; w obu przypadkach dążył Komitet do uzupełnienia składu zespołów przez przedstawicieli resortów, zainteresowanych w dziale gospodarki, reprezentowanych przez zespół.

Obrana przez Komitet metoda pracy wydaje się celowa, bowiem liczne zebrania zespołów, poziom opracowywanych referatów i wyniki dyskusji wskazują, że w taki sposób da się uzgodnić wiele poglądów, które dotychczas były sprzeczne, że da się sformułować wiele nowych idei, które niewątpliwie wpłyną dobitnie na koncepcję planu, i że wiele wyników prac zespołów wpłynie wyraźnie na dalsze prace naukowe, nawet nie wiążące się już ściśle z pracami Komitetu Gospodarki Wodnej.

Poprzez pracę zespołów możliwe będzie zgromadzenie całości danych w tej chwili uchwycić danych faktycznych, które stanowiąc będą niejako materiałną bazę dla właściwej czynności planowania, a ponadto mogą zapłodnić koncepcję planu nowymi ideami, które niewątpliwie z prac zespołów się wyłonią.

Komitet powołał 12 zespołów, które obejmują razem ok. 200 naukowców z różnych dziedzin, opracowujących — przeważnie w sposób zbiorowy — ok. 120 tematów. Całość prac w zespołach ma być ukończona do końca br., tak, że pracownia planu znajdzie się w tym czasie w posiadaniu całości materiałów, przygotowanych przez zespoły robocze.

Zostały powołane następujące zespoły robocze:

1. zespół hydrologiczny, który się rozpadła na działy:
 - a) klimatologii i b) hydrologii,
2. zespół powodziowy,
3. zespół geologiczny,
4. zespół dla spraw rozbudowy osiedli,
5. zespół dla spraw ludnościowych,
6. zespół dla spraw rozwoju przemysłu,
7. zespół dla spraw zanieczyszczeń,
8. zespół rolniczo-leśny,
9. zespół rybacki,
10. zespół energetyczny,
11. zespół taborowy,
12. zespół morski.

* * *

Zadaniem zespołu hydrologicznego jest przede wszystkim zweryfikowanie i podanie w zwięzłej i treściwej formie tych wszystkich elementów hydrologicznych, na których opracowywany plan gospodarki wodnej musi się budować. Jednakże praca zespołu nie ogranicza się do elementów hydrologicznych, lecz sięga głęboko również w zagadnienia klimatologiczne, jako takie, które warunkują i wyznaczają w znacznym stopniu zjawiska hydrologiczne, będące ich funkcją. Pewne tematy opracowań zostały zresztą narzucone przez zespół rolniczy, który w swych pracach musi oczywiście związkami klimatu z rolnictwem poświęcić wiele uwagi. W ten sposób problematyka prac zespołu rozpadła się na dwie grupy — zagadnień klimatologicznych i zagadnień hydrologicznych, przy czym szczegółowemu opracowaniu poddane zostały następujące tematy:

1) Porówn. „Gospodarka Wodna” nr 1/53.

a) w d z i a l e k l i m a t o l o g i i:

1. Prawdopodobieństwo występowania temperatur średnich i skrajnych miesięcznych dla okresu wegetacyjnego (marzec, listopad) w Polsce — opracowane dla 20 stacji na podstawie danych obserwacyjnych z okresu 50 lat.

2. Mapa średnich i skrajnych dat pierwszego i ostatniego przymrozku.

3. Synteza zagadnienia wiatrów w Polsce z punktu widzenia ich znaczenia dla rolnictwa i leśnictwa.

4. Zagadnienie opadów śnieżnych i szaty śnieżnej dla Polski.

5. Zagadnienie związków między natężeniem i czasem trwania opadów dla 11 stacji w Polsce na podstawie danych obserwacyjnych z okresu 60 — 80 lat.

6. Lokalizacja obszarów gradowych w Polsce.

7. Wyparowanie z wolnej powierzchni wodnej.

8. Wieloletnie i skrajne roczne niedosyty wilgotności powietrza, oraz ich wpływ na kształtowanie się niedosytów wody w Polsce, z uwzględnieniem korelacji między niedosytem a temperaturą.

9. Częstotliwość występowania mas powietrza — wraz ze skorygowaniem i sklasyfikowaniem mas powietrza na synoptycznych mapach z godz. 12 dla zimowych i letnich półroczy okresu 1946—1952 r.

b) w d z i a l e h y d r o l o g i i:

10. Zestawienie istniejących i uzupełnienie brakujących przepływów charakterystycznych rocznych i letnich dla ok. 400 wodowskazów w Polsce wraz ze skartowaniem wyników.

11. Opracowanie kompletnego i jednolitego katastru sił wodnych Polski (na podstawie instrukcji, opracowanej przez zespół energetyczny).

12. Zagadnienie ruchu rumowiska (materiał unoszony) w ważniejszych profilach główniejszych rzek Polski.

13. Materiał włączony w poddanych pomiarom profilach rzek Polski (oddzielne opracowanie dla rzek karpackich i oddzielne dla reszty kraju).

14. Opracowanie zjawisk lodowych na rzekach Polski.

15. Ogólny pogląd na chemizm wód w Polsce.

16. Analiza częstotliwości letnich przerw żeglugi, spowodowanych powodzią.

17. Analiza częstotliwości niskich stanów wody.

18. Opracowanie map zmian stanów wody gruntowej w latach hydrologicznych 1948/1952 wraz z ich interpretacją naukową.

* * *

Wskutek wielkiej roli problemu powodziowego w całokształcie spraw gospodarki wodnej w Polsce został wyodrębniony z zagadnień klimatologiczno-hydrologicznych zespół powodziowy, który opracowuje 2 tematy:

1. Zagadnienie strat powodziowych w Polsce (zebranie i krytyczne naświetlenie wszelkich materiałów — wraz z wnioskami).

2. Zagadnienie prawdopodobieństwa pojawiania się wielkich wód (zarówno kulminacji, jak i objętości fal powodziowych) w charakterystycznych profilach ważniejszych rzek Polski.

Oba te zagadnienia — ze względu na obfitość i różnorodność materiałów w różnych obszarach kraju — zostały rozbite na znaczną ilość referatów terytorialnych, z których dopiero w referacie zbiorczym da się zrobić ogólną syntezę.

Temat pierwszy natrafia na duże trudności, spowodowane przede wszystkim trudnością porównywania danych szacunkowych, formułowanych w różnych okresach czasu i walutach. Istnieje jednak nadzieja, że pozwoli ona dojść do pewnej syntezy w kwestii, która dotychczas nie znalazła należytego naświetlenia w pracach naukowych i niejednokrotnie występowała w dyskusjach technicznych jako kwestia sporna.

* * *

Jak wiadomo, zagadnienia geologiczne i hydrogeologiczne są niezwykle ważne w gospodarce wodnej, toteż było niewątpliwą koniecznością powołanie zespołu geologicznego.

Powinnością wielkich inwestycji z geologią jest w tej chwili niedostateczne, co wynika przede wszystkim z braku kadr oraz trudności technicznych, związanych z uruchomieniem i opracowaniem kompleksowych badań terenowych na wielką skalę. Brak ten szczególnie dotkliwie zaznacza się w zagadnieniach, dotyczących gospodarki wodnej, gdzie wiele tematów czeka na szczegółowe i wszechstronne opracowanie, że wymienimy przykładowo zagadnienie zanikania wód w rzekach i związaną

z tym problematykę małych przepływów, dalej zagadnienie erozji gleb, które wiąże się z zagadnieniem ustępowienia kraju, następnie zagadnienie wód gruntowych i ich znaczenie w ogólnym bilansie wodnym, a w szczególności ich znaczenie dla zaopatrzenia w wodę osiedli i przemysłu.

Wysuwając na czoło wszystkich spraw zagadnienie Wisły, zespół geologiczny dąży do jak najszybszego wykonczenia kompletu map geologicznych tej rzeki.

Do dalszych prac zespołu należy zaliczyć tematy:

1. Opracowanie mapy przeglądowej czwartego rzędu w Polsce (na podstawie istniejących danych), z uwzględnieniem granulacji gruntów, stopnia zaleńia itp. technicznie ważnych czynników.

2. Zagadnienie wód artezyjskich i podziemnych w Polsce i ich rola w bilansie wodnym, opracowanie przykładowe bilansu wodnego rejonu górnej Wisły.

3. Lokalizacja ważniejszych masowych surowców mineralnych w Polsce, wraz z wnioskami dla gospodarki wodnej odnośnie potrzeb wody dla przerobu tych surowców oraz odnośnie celowości uruchomienia transportów wodnych tych surowców.

4. Lokalizacja surowców mineralnych pod korytami i dolinami rzek wraz z wnioskami, jakie z takiej lokalizacji wypływają dla budownictwa wodnego.

Należy podkreślić, że omówione pierwsze trzy zespoły opracują materiały, będące niejako bazą naturalną do właściwych czynności planowania.

* * *

Następną grupę zespołów stanowią zespoły 4, 5, 6 i 7, przygotowujące podstawowe materiały, wiążące plan gospodarki wodnej z planowaniem krajowym i regionalnym poprzez zagadnienia rozwoju przemysłu, rozbudowy osiedli, spraw ludnościowych oraz specyficzne dla gospodarki wodnej i wydzielone w zespół zagadnienia zanieczyszczeń.

* * *

Zespół dla spraw rozbudowy osiedli ma za zadanie stworzenie pewnej perspektywicznej hipotezy rozlokowania ludności w Polsce, w nawiązaniu zarówno do rozbudowy przemysłu, jak i w oparciu o przesłanki natury politycznej.

Zadaniem zespołu jest opracowanie następujących 2 zasadniczych tematów:

1. Analiza możliwej lokalizacji miast i osiedli i rejonów spodziewanej lokalizacji przemysłu na tle warunków przyrodzonych i potencjalnych możliwości przebudowy gospodarki wodnej.

2. Wielkość zapotrzebowania wody w poszczególnych rejonach kraju dla miast, osiedli i przemysłu, wraz z analizą możliwości i celowości powiązania osiedli z wodą.

Jak widać z powyższego, zespół pracuje obecnie tylko w dziedzinie tzw. planowania krajowego, podczas gdy dalsze zagadnienia dotyczące szczegółów planowania regionalnego opracowywane będą później w miarę postępu prac nad planem gospodarki wodnej.

* * *

Zadaniem zespołu dla spraw ludnościowych jest sprawdzenie i zweryfikowanie opracowania zespołu dla spraw osiedli, przez statystyczną analizę procesów demograficznych w kraju, w nawiązaniu do doświadczeń innych krajów, które przez podobny (jak obecnie w Polsce) proces industrializacji przeszły lub przechodzą. Chodzi tu zwłaszcza o zweryfikowanie dynamiki rozwoju i przeobrażeń ludności w kraju, ze szczególnym uwzględnieniem zagadnienia nadwyżek i migracji ludności rolnej w Polsce na okres do roku 1970 lub 1980.

* * *

Zespół dla spraw rozwoju przemysłu ma za zadanie naświetlenie tych wszystkich zagadnień, gdzie rozwój przemysłu musi się rzutować na zagadnienia gospodarki wodnej — i w takim zakresie, jaki jest potrzebny dla naświetlenia i scharakteryzowania tych związków i wyciągnięcia wniosków odnośnie postulatów, jakie rozwój przemysłu narzuca planom rozwoju gospodarki wodnej. Opracowania tego zespołu noszą charakter wybitnie perspektywiczny i praktyka wykazuje, że wykraczanie w przewidywaniach poza rok 1970 nie byłoby ani celowe ani możliwe.

W ramach tak rozumianych założeń ogólnych zespół ten opracowuje 9 tematów, a mianowicie:

1. Generalne założenia rozwoju przemysłu w Polsce.

2. Lokalizacja nowego przemysłu.

3. Aktualny stan braku zaopatrzenia przemysłu w wodę.
4. Oczyszczanie i utylizacja ścieków przemysłowych.
5. Problem wykorzystania transportu wodnego dla przemysłu.
6. Wykorzystanie energii wodnej z punktu widzenia potrzeb przemysłu.
7. Problem zaopatrzenia materiałowego wielkich inwestycji wodnych.

8. Mechanizacja wielkich robót wodnych i problem stworzenia przemysłu maszynowego dla inwestycji wodnych.

9. Ogólne wskaźniki inwestycji na okres do roku 1970.

Ponadto w swoich referatach zasadniczych zespół przemysłowy wysunął szereg danych i postulatów, które pozwolą nie tylko zweryfikować prace zespołu dla spraw osiedli, ale i dadzą właściwemu planowi gospodarki wodnej należyte podstawy i wskazówki odnośnie konieczności i celowości powiązania go z planem rozwoju przemysłu.

* * *

Mimo że problemat zaopatrzenia w wodę przemysłu i osiedli, który wyraźnie jest podkreślony w tematyce obu zainteresowanych zespołów, nie stanowi istotnej cyfry w ogólnym bilansie wodnym całego kraju, to jednak w poszczególnych rejonach należy się liczyć z dominującą rolą tego zagadnienia w planowaniu gospodarki wodnej.

Natomiast niewątpliwie wielką rolę odgrywa już u nas obecnie — i rola ta z czasem niepomniernie się powiększy — zagadnienie zanieczyszczeń, jakim podlegają naturalne ciekł wodne przez zrzuty wód ściekowych przemysłu i osiedli. Zagadnienie to stanowi dziś przedmiot troski na całym niemal świecie i wyrasta na jedno z najbardziej zasadniczych zagadnień gospodarki wodnej, zwłaszcza w krajach o wysokim stopniu uprzemysłowienia. Dlatego też w Polsce, która wzbicie i szybko zmierza w tym kierunku, należy jak najrychlej rozpocząć skuteczną i planową walkę z zanieczyszczeniami. Doceniając rolę tego zagadnienia, powołał Komitet Gospodarki Wodnej specjalny zespół dla spraw zanieczyszczeń.

Tematyka prac zespołu jest dość szeroka i łączy się częściowo z tematyką prac kilku innych zespołów. Obejmuje ona następujące tematy:

1. Charakterystyka aktualnego stanu zanieczyszczeń naszych rzek i jezior, z podziałem na szereg referatów, obejmujących dorzecza ważniejszych rzek, jak Wisły, Odry i Warty oraz rzek i jezior Pomorza.

2. Charakterystyka zbiorcza ścieków kluczowych gałęzi przemysłu oraz możliwości oczyszczania względnie użytkowania ścieków przemysłowych.

3. Możliwości rolniczego wykorzystania ścieków.

4. Instrukcje dla katastru zanieczyszczeń.

5. Dotychczasowy stan prac badawczych nad zanieczyszczeniem wód powierzchniowych w Polsce i projekt organizacji tych prac w przyszłości.

Prace zespołu mierząją w tej chwili do usystematyzowania wiedzy o stanie zanieczyszczeń, obecnym i spodziewanym w przyszłości w Polsce, a to celem zgromadzenia dostatecznych materiałów dla prac dalszych.

* * *

Następną grupę stanowią zespoły 8, 9, 10 i 11, rozważające zagadnienia gospodarki wodnej w odniesieniu do rolnictwa i leśnictwa, rybactwa, energetyki i do żeglugi.

* * *

Wśród tych zespołów wyróżnia się **zespół rolniczo-leśny**, opracowujący tematykę najważniejszego użytkownika wody, jakim w naszych warunkach klimatycznych i gospodarczych jest niewątpliwie rolnictwo.

Jak wiadomo, kraj nasz położony jest klimatycznie na granicy niedoboru wody i rolnictwo cierpi w pewnych rejonach na okresowe niedostatki wody. Z drugiej strony wiadomo powszechnie, że rolnictwo nasze nie nadało w postępie technicznym za postępem industrializacji kraju i wykazuje poważny niedostatek w produkcji żywności, paszy i surowców dla przemysłu.

Te dwa względy nakazują wielką ostrożność i przezorność w traktowaniu spraw wodnych w rolnictwie, gdyż trzeba się liczyć z możliwością zwiększenia niedoborów w miarę intensyfikacji rolnictwa, a więc z koniecznością tworzenia poważnych rezerw wodnych dla rolnictwa w miarę jego rozwoju. Przy tym wszelkie przewidywania na ten temat komplikują się w związku z przebudową struktury rolnej kraju z gospodarki drobnopolskiej na wieloobszarową gospodarkę socjalistyczną. Jak

z powyższego widać, zadania zespołu rolniczego są dość skomplikowane, bowiem musi on sformułować, zdefiniować i obliczyć lokalizację spożycia wody przez rolnictwo nie tylko w chwili obecnej, lecz biorąc pod uwagę perspektywę przemian społecznych i technicznych, przez jakie rolnictwo przechodzi i będzie przechodzić w okresie najbliższych kilkudziesięciu lat.

Inaczej mówiąc, należy sporządzić jeśli nie plan perspektywiczny rozwoju rolnictwa, to przynajmniej szkic tego planu (w skali krajowej i regionalnej), definiujący te wszystkie zmiany, jakim ulegnie bilans wodny na skutek intensyfikacji i przeobrażeń rolnictwa. W ten sposób tematyka prac zespołu rolniczego musi wykroczyć, przynajmniej w niektórych działach, poza tematykę ściśle wodną, planując taki rozwój rolnictwa, jaki jest niezbędny ze względu na dynamikę rozwoju ludnościowego kraju i dynamikę rozwoju przemysłu — po to, aby w funkcji tych czynników powrócić do spraw gospodarki wodnej i zdefiniować postulaty przeobrażenia rolnictwa w stosunku do tej gospodarki. Nasze zasoby wodne są dość szczupłe i nie mogą być wyczerpywane w sposób nieograniczony, przeto należy w planach perspektywicznych rozważyć pozostałe czynniki, mogące mieć wpływ na intensyfikację rolnictwa, poprzez racjonalną agrotechnikę, ulepszenie gleb, wykorzystanie ścieków itp. elementy.

Jak z powyższego widać, zakres prac zespołu rolniczo-leśnego jest tak szeroki, że trzeba było rozbić zespół na grupy robocze, obejmujące pewne odcinki całego zagadnienia i grupujące referaty o pokrewnej tematyce. Grup takich zorganizowano w zespole 7, przydzielając im tematykę prac wg poniższego zestawienia:

Grupa A. Zapotrzebowanie płodów rolnych w związku z rozwojem ludności i przemysłu oraz rozmieszczenie produkcji rolnej i leśnej w kraju.

Grupa B. Potrzeby wodne rolnictwa i leśnictwa — obejmuje ogółem 8 referatów, definiujących — na podstawie opracowań grupy A — potrzeby wodne łąk i pastwisk, ogrodów i sadów, kultur rolniczych, lasów, wreszcie potrzeby związane z zaopatrzeniem osiedli miejskich i przemysłu rolniczego w wodę; jako temat uboczny opracowano w tej grupie referat o nawodnieniach deszczownianych.

Grupa C. obejmuje 2 referaty, określające normy zużycia wody na jednostkę obliczeniową poszczególnych roślin oraz przewidywane zużycie wody na zwiększoną produkcję użytków rolnych i łakowych.

Grupa D. obejmuje 4 referaty, traktujące o technicznych sposobach zmniejszenia niedoborów wody, w szczególności przez ulepszoną agrotechnikę (zwiększenie retencji na wododziałach, skłonach i w dolinach), następnie przez budowę specjalnych zbiorników dla rolnictwa, przez wykorzystanie dla rolnictwa i nawodnień dużych zbiorników, budowanych dla innych celów i wreszcie przez wykorzystanie zrzutów wody z osiedli i przemysłu, wraz z próbą lokalizacji większych pól nawodnianych ściekami.

Grupa E. obejmuje referat, bilansujący w sposób ogólny wpływ rolnictwa na elementy gospodarki wodnej, ujęty rejonami, z podziałem Polski na ok. 100 dorzeczy i 10 typowych rejonów gospodarczo-rolnych.

Grupa F. obejmuje 4 referaty, definiujące w sposób ściślejszy przemiany elementów gospodarki wodnej w związku z przemianami w rolnictwie, na kilku przykładowo wybranych charakterystycznych rejonach kraju (Wielkopolska — Kujawy, odcinek Noteci, Wieprz, odcinek Dunajca).

Grupa G. obejmuje opracowanie podkładek kartograficznych (mapy glebowe 1:300 000 i mapy fenologiczne ważniejszych roślin 1:1000 000) oraz szczegółowe rozpracowanie zagadnienia erozji gleb w Polsce.

* * *

Z zagadnień rolniczych świadomie zostały wyłączone zagadnienia rybactwa, których opracowanie — ze względu na dominujący wpływ gospodarki wodnej na ten problemat — powierzono oddzielnemu zespołowi rybactwemu. Zespół rybactwi ustalił następującą tematykę swoich referatów:

1. Aktualny stan przemysłu przetwórstwa rybnego i możliwości rozwojowe tego przemysłu w Polsce.

2. Wstępne wytyczne co do możliwości przeobrażenia struktury rybactwa w Polsce w przypadku wybudowania stopni pię-

trzących na rzekach i utworzenia zalewisk lub jezior o niezmienionych poziomach wody.

3. Charakterystyka i lokalizacja istniejących urządzeń wodnych i przemysłowych na wodach śródlądowych, które pośrednio wpływają na zanik lub pogorszenie się stanu zarybieniowego wód Polski.

4. Lokalizacja rybactwa rzeczno-jeziorowego ze szczególnym uwzględnieniem ryb wędrownych. Liczbowy stan aktualnej produkcji ryb słodkowodnych z określeniem rejonów i obszarów, mających największy wpływ na produkcję.

5. Analiza produkcji rybnej wód rz. Wisły, Odry, Bugu i Narwi, eksploatowanych przez rybactwo spółdzielnie pracy w r. 1952.

6. Lokalizacja istniejących ośrodków rybactwa jeziorowego i stawowego z liczbowym stanem aktualnej produkcji ryb słodkowodnych, z określeniem regionów i obszarów, mających największy wpływ na produkcję.

7. Obecny stan organizacji rybactwa w Polsce.

* * *

Następny z kolei zespół energetyczny, ze względu na poważne trudności techniczne, jakie następcy budowa siłowni wodnych w Polsce, nie ograniczył swych prac do zagadnień czysto planistycznych, lecz próbuje w szeregu referatów ująć to zagadnienie od strony technologicznej, dążąc do sformułowania wytycznych dla oszczędnego i racjonalnego projektowania, w której to dziedzinie nasze doświadczenia krajowe są dotychczas niewystarczające. Tego rodzaju podejście, przy jednoczesnej konieczności uzgodnienia planów perspektywicznych z aktualnymi planami rozbudowy energetyki polskiej, rozszerzyło wachlarz tematyki prac zespołu, obejmujący ogółem 16 referatów, a mianowicie:

1. Wytyczne do opracowania katastru sił wodnych w Polsce (materiał wyjściowy dla referatu o katastrofie sił wodnych w zespole hydrologicznym).

2. Monograficzne opracowanie katastru sił wodnych rzek Przemyśla i dopływów dolnej Wisły, dolnej Odry i Noteci (ogółem 19 rzek).

3. Wytyczne do opracowania paszportyzacji i statystyki istniejących siłowni wodnych.

4. Opracowanie statystyki istniejących siłowni wodnych w Polsce.

5. Ogólne wytyczne rozwoju energetyki w Polsce.

6. Lokalizacja wielkich elektrowni kondensacyjnych ze względu na warunki wodne.

7. Plan budownictwa wodnego w 5-letnim planie rozbudowy energetyki (1956 — 60).

8. Wytyczne do zespołowego wykorzystania zbiorników wodnych (energetyka, żegluga, rolnictwo, rybactwo, ochrona przeciwpowodziowa).

9. Wskazówki do projektowania części energetycznej elektrowni wodnych, z uwzględnieniem ich współpracy z elektrowniami cieplnymi.

10. Elektrownie pompowe — ich rola w gospodarce energetycznej i możliwości lokalizacyjne w Polsce.

11. Problematyka małych elektrowni wodnych w Polsce:

- a) zagadnienia siłowni,
- b) zagadnienia sieciowe,
- c) problem elektryfikacji rolnictwa.

12. Turbiny wodne w Polsce (możliwości fabrykacji, zasady doboru, możliwości normalizacji).

13. Urządzenia wodno-mechaniczne siłowni wodnych — próba normalizacji i typizacji.

14. Generatory do turbin wodnych — napięcia, współczynniki mocy, obroty, wzbudnice, praca generatorów jako kompensatorów wirujących.

15. Część elektryczna siłowni wodnych — schematy główne i potrzeb własnych, napięcia, współczynniki mocy, wzbudzenie.

16. Zabezpieczenia, regulacja i automatyzacja siłowni wodnych.

* * *

Zagadnieniom komunikacji wodnej, tymczasowo w dość szczerpym zakresie, poświęca się zespół taborowy, dla którego słuszniejszą byłaby nazwa zespołu żeglugowego.

Zagadnieniom ściśle transportowym poświęcony jest tylko jeden referat, natomiast pozostałe odnoszą się do problemów taborowych, zmierzając w ogólnym zarysie do ustalenia pewnych normatywnych taboru i dróg wodnych, co z kolei, przy uwzględnieniu potoków towarowych, pozwoli na ustalenie planowej klasyfikacji dróg wodnych i ich podstawowych gabary-

tów. Tematyka prac zespołu obejmuje 7 referatów, a mianowicie:

1. Zarys potoków towarowych na przyszłej sieci dróg wodnych w Polsce.

2. Wytyczne do projektowania dróg wodnych oraz portów rzecznych i kanałowych w związku z możliwością typizacji taboru.

3. Możliwości i kierunki typizacji taboru żeglugowego.

4. Analiza i ocena przeprowadzonych doświadczeń oraz wniosków odnośnie holowania, pchania i własnego napędu statków rzecznych.

5. Tabor dla żeglugi mieszanej (rzeczno-jeziorowej) o dużym falowaniu wody.

6. Sugestie co do właściwej lokalizacji stoczni rzecznych i zakładów remontowych przy maksymalnej rozbudowie dróg wodnych w Polsce.

7. Analiza możliwości produkcyjnych taboru żeglugowego w Polsce i zakupu za granicą.

Tematyka wymienionych referatów nie obejmuje oczywiście całości zagadnienia transportu wodnego w Polsce, lecz stanowić może solidną podbudowę dla prac zespołu transportowego, jaki powołany zostanie później i który przepracuje jeszcze raz zagadnienie transportu wodnego na jego powiązaniach z innymi rodzajami transportu (kołowym, drogowym), na bazie ekonomiki transportu, podczas gdy aktualne prace dotyczą jedynie raczej techniki transportu wodnego.

* * *

Ostatnim z powołanych zespołów, którego prace tylko peryferyjnie wiążą się z pracami innych zespołów, jest zespół morski, grupujący specjalistów z tej dyscypliny z ośrodków naukowych Gdańska i Szczecina.

Tematyka prac zespołu jest oczywiście zupełnie specyficzna i obejmuje ogółem 8 referatów w 2 grupach. Do pierwszej należą referaty, dotyczące zagadnień brzegu morskiego i wpływu morza na brzeg, a mianowicie:

1. Zagadnienie szkód na wybrzeżu morskim i ochrona brzegów oraz przybrzeżnych terenów depresyjnych przed niszczącą działalnością morza.

2. Regulacja ujść rzecznych w nawiązaniu do ochrony brzegów morskich i terenów depresyjnych.

3. Przebudowa wejść do portów rybackich.

4. Warunki synoptyczne wczesnych sztormowych w ujściach rzek południowego Bałtyku.

Drużyna obejmuje referaty dotyczące zagadnienia portów (szczególnie w ujściach rzek) i ich związków z przebudową gospodarki wodnej śródlądowej.

5. Przebudowa portów morskich, położonych w ujściach rzek w dostosowaniu do przebudowy dróg wodnych śródlądowych.

6. Modernizacja i mechanizacja portów handlowych.

7. Modernizacja i mechanizacja portów rybackich.

8. Walka z korozją materiałów budowlanych w budownictwie morskim.

* * *

Wyliczone zespoły Komitetu Gospodarki Wodnej, mimo że obejmują bardzo szeroki wachlarz zagadnień, nie wyczerpują całej problematyki naukowej, gospodarczej i technicznej, jaka jest związana z zagadnieniami kompleksowego wyzyskania wód naszego kraju. Wobec tego rozważana jest i dyskutowana celowość powołania dalszych zespołów roboczych dla naświetlenia takich spraw, które w pracach dotychczas istniejących zespołów nie zostały ujęte.

* * *

Proces właściwego powstawania generalnego planu gospodarki wodnej oraz późniejsze procesy produkcji dokumentacji technicznej uzależnione są w pewnym, dość poważnym stopniu od sposobów wykonywania poszczególnych inwestycji i budowli hydrotechnicznych, jak również od przyszłej eksploatacji wykonanych obiektów.

Najważniejszymi bodaj zagadnieniami w wykonawstwie będą: potanie inwestycji i przyspieszenie ich realizacji, przy czym niektóre ze szczegółowych problemów wykonawstwa będą miały znaczniejszy wpływ na oszczędniejsze i bardziej racjonalne projektowanie, a nawet na procesy planistyczne i założenia wstępnych.

W zakresie poszczególnych konstrukcji i wykonawstwa obiektów hydrotechnicznych zostało wprowadzone za granicą, szczególnie w Związku Radzieckim, wiele nowych sposobów wykonawstwa, zastosowanie części prefabrykowanych oraz metod mechanizacji robót pracochłonnych. Jest zatem konieczne do-

kładne zapoznanie się z tymi nowymi osiągnięciami; przyczyni się to w sposób skuteczny do obniżenia kosztów budowy, do zastąpienia pracy rąk ludzkich odpowiednio stosowaną mechanizacją dużą i małą i do ogólnego usprawnienia wykonawstwa.

Szczególne uwagi należy zwrócić na zagadnienie stosowania nowych i zastępczych materiałów budowlanych, zwłaszcza na odcinku materiałów deficytowych. Przykładowo wymienić tu można:

- ustalenie sposobów przygotowywania tzw. betonu hydrotechnicznego,
- zbadanie możliwości zastąpienia przewodów rurowych (wodociągowych i kanalizacyjnych) żeliwnych i stalowych rurami z innych materiałów (betony przedprężone, betony azbestowe),
- zbadanie i opracowanie metod walki z korozją w celu znalezienia nowych, skuteczniejszych i tańszych metod ochrony.

Również ważnym zagadnieniem jest zbadanie możliwości przedłużenia sezonu budowlanego w hydrotechnice, tzn. wykorzystywanie w większym niż dotychczas stopniu okresu zimowego. Specyfika robót hydrotechnicznych (na rzekach lub w bliskim sąsiedztwie wód powierzchniowych względnie płytko występujących wód gruntowych), wyróżniająca je w pewnym stopniu z pojęcia ogólnego budownictwa, podkreśla konieczność przeprowadzenia odpowiednich studiów i badań w zakresie przedłużenia sezonu budowlanego.

Oddzielną pozycję stanowi wykorzystanie zjawisk elektrotechnicznych w gruncie. W budownictwie wodnym ma to szczególne znaczenie przy wykonywaniu przesłon nieprzepuszczalnych, wzmacnianiu podłoża pod fundamenty, przy ustalaniu stoków, wzmacnianiu istniejących budowli itp.

Należy też podkreślić ważność zagadnień w zakresie modyfikacji zamknięć i innych konstrukcji stalowych oraz urządzeń mechanicznych i elektrycznych w budownictwie wodnym.

Związane z budownictwem wodnym gałęzie stanowią również:

- produkcja, konserwacja i remonty maszyn budowlanych, szczególnie sprzętu ciężkiego,
- typizacja i produkcja obiektów pływających, tj. taboru żeglugi śródlądowej.

Wymienione wyżej niektóre zagadnienia, występujące w wykonawstwie i eksploatacji, mają na ogół znaczny wpływ — jak wspomniano wyżej — na fazy projektowania i planowania, tym samym więc muszą znaleźć się w najbliższym programie studiów i badań naukowych w gospodarce wodnej.

Co prawda niektóre z zagadnień wyżej omówionych zostały uwzględnione w dotychczasowych pracach zespołów roboczych Komitetu, a mianowicie:

- W zespole dla spraw rozwoju przemysłu —
- Problem zaopatrzenia materiałowego wielkich inwestycji wodnych.

— Mechanizacja wielkich robót wodnych i problem stworzenia przemysłu maszynowego dla inwestycji wodnych.

W zespole energetycznym —

— Turbiny wodne w Polsce (możliwości fabrykacji, zasady doboru, możliwości normalizacji).

— Urządzenia wodno-mechaniczne siłowni wodnych — próba normalizacji i typizacji.

W zespole taborowym —

— Analiza możliwości produkcyjnych taboru żeglugowego w Polsce i zakupu za granicą.

Wymienione referaty nie wyczerpują jednak olbrzymiego wachlarza zagadnień z zakresu wykonawstwa i eksploatacji, mających dość poważny wpływ na procesy planowania i produkcji dokumentacji technicznej. Daje się zatem odczuwać brak referatów i opracowań naświetlających potrzeby i trudności, z jakimi spotyka się i spotykać będzie realizacja wielkiego planu przeobrażenia gospodarki wodnej w Polsce. Do tych potrzeb i trudności należy zaliczyć 3 zasadnicze czynniki:

1. — kadry projektantów, wykonawców, pracowników eksploatacji,
2. — zagadnienia materiałowe i wyposażenia mechaniczno-elektrycznego budowli wodnych,
3. — zagadnienia sprzętu budowlanego i transportowego.

Każdy z 3 wymienionych czynników posiada innego rodzaju wpływ na przyszły plan perspektywiczny gospodarki wodnej czy to całego kraju, czy też rzeki Wisły lub jej dorzecza. Jedną cechą wspólną, występującą obecnie w b. silnym stopniu, jest niedostatek zarówno na odcinku kadr hydrotechnicznych, na odcinku podstawowych i specyficznych dla budownictwa wodnego materiałów budowlanych, jak również na odcinku usprzętowania i wyposażenia transportowego.

Nieodżowne wydaje się przypomnieć tu słowa wicepremiera Jędrzychowskiego, który, bazując na możliwości wykorzystywania w naszych planach najnowszych osiągnięć nauki radzieckiej, szczególnie pod względem postępu technicznego i najbardziej posuniętej mechanizacji prac, powiedział: „Oczywiście, wzorując się na radzieckim rozmachu i radzieckim tempie, musimy się liczyć z realnymi możliwościami naszego kraju, konfrontować nasze plany w świetle bilansów materiałowych, finansowych bilansów sprzętu i siły roboczej”.

Musimy tu podkreślić, że na temat zagadnienia kadr hydrotechnicznych toczy się od dłuższego już czasu na łamach „Gospodarki Wodnej” dyskusja. Organizowany przez Polską Akademię Nauk Zjazd dotyczący materiałów budowlanych uwzględnia również w pewnym stopniu potrzeby budownictwa wodnego. Jedynie zagadnienia sprzętu budowlanego i transportowego, potrzebnego do realizacji wielkich budowli wodnych leżą dotychczas w uśpieniu. Zagadnieniu temu należałoby poświęcić szczególną uwagę najbliższego okresu czasu, zarówno w pracach Komitetu Gospodarki Wodnej PAN, jak i na łamach czasopisma, równoległe z dalszymi pracami naświetlającymi zagadnienia kadrowe i materiałowe.

Komitet Redakcyjny

W przeddzień wielkich zamierzeń wodnych Frontu Narodowego szczególnego znaczenia nabiera zagadnienie właściwego sporządzania i zatwierdzania dokumentacji technicznej dla potrzeb gospodarki wodnej.

W związku z tym redakcja podaje poniżej dwa artykuły dyskusyjne, które z jednej strony zawierają dużo cennych uwag odnośnie dzisiejszego trybu i zakresu sporządzania dokumentacji technicznej, z drugiej strony wysuwają konieczność pilnego opracowania instrukcji branżowej dla usprawnienia produkcji dokumentacji inwestycyjnej wodnych.

INŻ. ALEKSANDER MIANOWSKI

„Bugobudowa“

Dokumentacja kompleksowych inwestycji wodnych

Od kilku tygodni obowiązuje nowa Instrukcja Nr 98, wydana przez Główną Komisję Oceny Projektów Inwestycyjnych PKPG, „O zasadach sporządzania i zatwierdzania dokumentacji projektowo-kosztorysowej dla inwestycji”. Wobec tego, że przepisy dawnej instrukcji (Nr 20) nie odzwierciedlały już potrzeb inwestycyjnych doby obecnej, a sama instrukcja na skutek licznych zmian i uzupełnień wymagała przynajmniej kodyfikacji, innowację tę należy przywitać z uznaniem.

Ogólną tendencją nowej instrukcji jest usprawnienie trybu i skrócenie czasu opracowania i zatwierdzania dokumentacji. W tym kierunku idą postanowienia precyzujące treść opracowań dokumentacyjnych dla poszczególnych ich stadiów, postanowie-

nia o możliwościach skracania dokumentacji do dwóch, a nawet jednego stadium, o rozpatrywaniu dokumentacji najwyżej przez dwie Komisje Ocen Projektów Inwestycyjnych (KOPI), o maksymalnych czasokresach pozostawionych do rozpatrzenia dokumentacji przez KOPI inwestora naczelnego.

Jeśli chodzi o inwestycje wodne, to dokumentacja dla nich będzie sporządzana według zasad podanych w nie opracowanych i nie wydanych dotąd instrukcjach branżowych poszczególnych resortów. Jedynie zagadnienia gospodarki wodnej dla inwestycji przemysłowych (ujęcie wraz z doprowadzeniem wody, gospodarka wodna wewnątrzzakładowa, odprowadzenie ścieków i ich oczyszczanie) przewidziane są w Instrukcji Nr 98, w czę-

ściach sanitarno-technicznych projektu wstępnego i technicznych poszczególnych inwestycji.

Niewątpliwie instrukcje branżowe nie będą odbiegały od ogólnych zasad podanych w instrukcji ogólnej Nr 98. Ukazanie się instrukcji branżowej dla budownictwa wodnego stanowi potrzebę palącą, gdyż obecnie ustalili się tryb opracowań przewlekły i kosztowny, hamujący roboty wykonawcze, a będący tylko dowolną interpretacją dawnej instrukcji. Praktyka przygotowania dokumentacji dla dużych kompleksowych inwestycji wodnych wyglądała następująco: po opracowaniu obszernych założeń do projektu wykonywany był projekt wstępny rozwiązania np. kanalizacji całej rzeki, czyli tzw. kaskady.

Rzecz prosta, zarówno założenia, jak i projekt wstępny muszą zostać przedyskutowane i zaakceptowane przez trzy różne KOPI oraz zatwierdzone przez właściwą władzę. Projekt wstępny nie obejmował oczywiście całości zagadnienia (Instr. Nr 98 §§ 52–60), wobec czego po jego zatwierdzeniu należało opracować projekty wstępne poszczególnych stopni. Z kolei po ich zatwierdzeniu wykonywane są projekty wstępne poszczególnych bieżków (jaz, śluza, zaporą itd.). Następnie pracownicy specjalistyczne żądają zlecenia na opracowanie projektów wstępnych części tych obiektów (zasuw, urządzeń wodociagowych, elektryfikacji itd.). Jeśli biuro projektów kierujące zleci biurom projektów specjalistycznym pewne zagadnienie do opracowania, np. osiedle, miasto itp., zleceniobiorca nie zadowala się zwykle projektem wstępnym, lecz żąda przede wszystkim opracowania założeń, uważając, że dane opracowane w projekcie ogólnym są niewystarczające.

Wszystkie te liczne opracowania muszą przejść przez Rady Techniczne Biur KOPI — inwestorów i zostać zatwierdzone. Stwarza się przeto cała drabinka opracowań, referatów, koreferatów, zatwierdzeń itp., która odwieka ad infinitum dobrnieć do terminowego opracowania pełnego projektu technicznego. Należy dodać, że zawartość projektów jest dość dowolna, zależna często od okoliczności przypadkowych, np. od możliwości uzyskania w danej chwili tego lub innego materiału, uzgodnienia, powiązania z inną inwestycją itd., oraz od osobistych upodobań głównych inżynierów projektu. Bez przesady można stwierdzić, że wytworzyli się już typy: głównych inżynierów projektów — statyków, gł. inżynierów projektów — hydrologów, gł. inż. projektów regionalistów itp., toteż często po otrzymaniu projektu należy wystawiać natychmiast zlecenia na uzupełniające projekty.

Utarło się np., że projekt techniczny jazu nie obejmuje projektu budyneczków na filarach, w którym są ukryte mechanizmy wyciągowe. Tym bardziej nie obejmuje projektu mostu drogowego, o ile taki ma być wykonany na filarach jazu.

Innym równie ciężkim problemem, załatwianym od przypadku do przypadku, dla dokumentacji kompleksowych inwestycji wodnych jest podział kompetentnych biur projektowych przy opracowaniu projektów oraz podział kompetencji poszczególnych resortów przy ich zatwierdzaniu. Niewyraźna jest sprawa zatwierdzania dokumentacji obiektów lądowych (mostów, dróg, kolei, osiedli), stanowiących nieodłączną część kompleksowych inwestycji wodnych, których eksploatacja wykracza poza zakres kompetencji resortów — inwestorów.

Wszystkimi tymi zagadnieniami powinna się zająć instrukcja branżowa, wychodząca z zasad przyjętych w instrukcji ogólnej.

Nie od rzeczy byłoby się zastanowić nad niektórymi postanowieniami, które taka instrukcja powinna zawierać. Dokładne jej sprecyzowanie nie jest możliwe w ramach niniejszego artykułu. Ze względu na prawie zawsze występującą kompleksowość zagadnień wodnych instrukcja powinna być wydana jako zarządzenie ministrów: Energetyki, Gospodarki Komunalnej, Rolnictwa i Żeglugi. Na wstępie zawarte będzie postanowienie, że resort wyznaczony przez Przewodniczącego PKPG na inwestora kompleksowej inwestycji wodnej przygotowuje całą niezbędną dokumentację, chociażby poszczególne obiekty przeszły po ich wykonaniu do eksploatacji innych resortów.

Zainteresowane resorty wyznacza dla każdej kompleksowej inwestycji wodnej swoich pełnomocników, którzy będą współpracowali przy opracowaniu dokumentacji i brali udział z urzędu we wszystkich KOPI inwestora centralnego z głosem decydującym. W ten sposób zatwierdzanie dokumentacji odbywa się w pionie inwestora, którego KOPI rozpatruje nie tylko celowość budowy, lecz również jej harmonogram, sposób finansowania, organizację robót, rozruch, możliwości osiągnięcia oszczędności. Projekty techniczne poszczególnych obiektów, nie podlegających normalnie kompetencji resortu inwestora, są poza tym zatwier-

dzone przez właściwe terytorialnie i rzeczowo organy odpowiednich resortów. Dla przykładu weźmy duży port rzeczny, budowany w mieście. Projekt wstępny całego portu ze wszystkimi inwestycjami pomocniczymi zostanie rozpatrzony przez KOPI Min. Żeglugi (z udziałem pełnomocników Min. Gospodarki Komunalnej i Min. Kolei) i GKOPI PKPG, a następnie zatwierdzony przez Przewodniczącego PKPG. Projekt techniczny portu zostanie rozpatrzony przez KOPI Min. Żeglugi. Następnie projekty techniczne inwestycji pomocniczych zostaną rozesłane do odpowiednich resortów. Resorty te stwierdzą w trybie administracyjnym (każdy we właściwym zakresie np. Prezydent Miejskiej Rady Narodowej — dla projektu budynku Zarządu Portu), że projekt jest wykonany zgodnie z obowiązującymi przepisami, zatwierdzą go i zwróć do Min. Żeglugi. Teraz nastąpi ostatnia czynność, zatwierdzenie całości projektu technicznego przez Ministra Żeglugi.

Dokumentacja kompleksowych inwestycji wodnych powinna składać się z następujących opracowań: założeń generalnych, założeń do projektów (oba te opracowania stanowią stadium wstępne), oraz z trzech faz dokumentacji właściwej, projektu wstępnego, technicznego i robocznego.

Założenia generalne (Instr. 98 — § 37 p. 2) opracowuje zawsze dla całego wodocięku lub nawet całego dorzecza specjalne biuro studiów, np. przy Komitecie Gospodarki Wodnej PAN, w oparciu o posiadane materiały kartograficzne, hydrologiczne, geologiczne oraz o wskaźniki ekonomiczne. Założenia te opracowuje się nawet w przypadku znaczniejszej rozbudowy lub przebudowy istniejących już urządzeń lub w przypadku zamierzeń wykonania jakiejś odosobnionej inwestycji na wodocięku, na którym żadne inwestycje nie są wykonane, ani w bliskiej przyszłości projektowane. Szczegółowe postanowienia powinny ograniczyć zakres tych prac w taki sposób, aby nie opóźniały one wykonawstwa planów inwestycyjnych.

Dla dalszych rozważań będzie niewątpliwie pożyteczne przypomnieć pewne zasady, przyjęte przez Instrukcję Nr 98.

Otóż założenia dla projektu ustalają zadanie inwestycyjne i uzasadniają jego potrzebę (§ 33). Projekt wstępny ma za zadanie wykazać techniczną możliwość i ekonomiczną celowość planowanej inwestycji (§ 47). Projekt techniczny rozwiązuje wszystkie zasadnicze zagadnienia techniczne (§ 65). Rysunki robocze zawierają wszystkie niezbędne szczegóły dla umożliwienia wykonawstwa (§ 82). Niedopuszczalne jest sporządzanie projektu wstępnego nie obejmującego całości inwestycji. W razie pilności realizacji inwestycji dopuszczalne jest opracowanie projektów technicznych dla poszczególnych obiektów (§ 25). Przy sporządzaniu dokumentacji projektowo-kosztorysowej należy unikać nadmiernego i zbędnego rozszerzania opracowań projektowych (§ 24).

Opierając się na wyżej przytoczonych zasadach i wzięwszy pod uwagę specyfikę inwestycji wodnych, dochodzimy do następujących wniosków:

Studia terenowe (pomiaru geodezyjne, pomiaru wodnego, wiercenia badawcze, doły próbne itd.). Pewne wstępne studia (przekroje przez dolinę w niektórych wód i wstępne wiercenia) są niezbędne do założeń projektu. Ponieważ warunki geologiczne, przepływy charakterystyczne i rzeźba terenu mają ogromne znaczenie dla oceny kosztu inwestycji (warunki fundowania i wymiary główne budowli), jak i dla jej eksploatacji (gospodarka wodą), zatem wykonanie wszystkich badawczych prac terenowych, jak i opracowanie wyciągniętych stąd wniosków (orzeczenie geologiczne i geomechaniczne, bilanse wodne itd.), powinny być ukończone przed przystąpieniem do właściwego opracowania projektu wstępnego (Instr. Nr 98 § 49 i 51). Plan prac terenowych opracowuje biuro projektów, jest ono odpowiedzialne za celowość tego programu. Wynika stąd, że wszystkie dane terenowe są zawarte w projekcie wstępnym, stąd będą je też czerpać projektanci, wykonujący projekt techniczny.

Obliczenia hydrologiczne, jako zasadniczo wpływające na główne wymiary budowli, jak również na gospodarkę wodną, powinny się znaleźć całkowicie w projekcie wstępnym, projekt techniczny nie powinien się nimi zajmować.

Obliczenia statyczne. Wykonanie zadania postawionego przez Instrukcję Nr 98 projektowi wstępnemu nie wymaga wprowadzenia doń obliczeń statycznych. Wybór usytuowania poszczególnych budynków oraz wybór ich konstrukcji powinny być oparte na wynikach studiów terenowych. Przy oznaczaniu głównych wymiarów budowli ziemnych, konstrukcji betonowych, ciężaru konstrukcji stalowych itd. należy posilkować

się projektami podobnych istniejących budowli, wykonanych w analogicznych warunkach, względnie wzorami empirycznymi.

Należy tu zaznaczyć, że projektanci mają szczególną tendencję do wyraźnie niepotrzebnego wprowadzania do projektów wstępnych zawiłych obliczeń statycznych konstrukcji, które z reguły w następstwie dyskusji na KOPI ulegają mniejszym lub większym przekształceniom, względnie bywają na wniosek koferenta lub nawet autora projektu zastąpione przez inne. Z tendencją tą, sprzeczną z § 25 Instrukcji Nr 98, powinni walczyć zarówno inwestorzy, jak i dyrekcje biur projektowych.

Wobec tego, że projekt techniczny ma rozwiązać wszystkie zasadnicze zagadnienia techniczne, powinna się w nim znaleźć całość obliczeń statycznych, nie tylko związanych z głównymi wymiarami i kształtem budowli, ale również z rozwiązaniem konstrukcyjnym szczegółów budowli. Rysunki robocze, które są przede wszystkim narzędziem pracy dla wykonawcy, powinny być tylko bardziej szczegółowymi opracowaniami projektu technicznego, obliczenia statyczne mogą być załączone jedynie w przypadku przeoczenia w projekcie technicznym zwymiarowania jakiegoś detalu konstrukcyjnego lub wprowadzenia w rysunku roboczym takiego detalu nieznacznej zmiany w stosunku do projektu technicznego.

Rysunki. Podziałka rysunków decyduje w znacznej mierze o możliwości wprowadzenia na nich większej lub mniejszej ilości szczegółów. Zgodnie z przyjętą (§ 24) zasadą unikania zbędnego rozszerzania opracowań projektowych nie należy tolerować rysunków o zbyt dużej podziałce.

Autor proponuje stosowanie podziałek wg następującej tablicy:

Stadium dokumentacji	Sytuacje ogólne drogi wodnej (zbiornik)	Sytuacje stopnia pietrzącego (portu)	Plany i przekroje budowli
Założenia do projektów	1 : 100 000	—	—
Projekty wstępne	1 : 25 000	1 : 5 000	1 : 400
Projekty techniczne	1 : 5 000	1 : 1 000	1 : 100
Rysunki robocze	—	—	1 : 50/1 : 20

Badania laboratoryjne, mające za przedmiot właściwe usytuowanie budowli, powinny być wykonane w trakcie wykonywania projektu wstępnego, badania rozwiązań konstruk-

cyjnych (rozstawienie szykan itp.) w czasie opracowania projektu technicznego.

Wariantowość dokumentacji. Utało się przekonanie, że o sumienności opracowania świadczy wielka ilość wariantów, szczegółowo opracowanych. Jest w tym przekonaniu pewna doza prawdy. Zapominamy jednak zwykle o tym, że wszystkie poprawne rozwiązania techniczne mają swoje zalety i wady i w gruncie rzeczy trudno znaleźć wariant, którego zalety stawiałyby go wyraźnie wyżej od innych rozwiązań, a że opracowanie każdego wariantu wymaga robocizny i odracza termin dostarczenia dokumentacji do wykonawcy, nie należy z wariantowością dokumentacji posuwać się zbyt daleko. Takie właśnie stanowisko zajęła Instrukcja Nr 98, mówiąc w § 28, że tylko w przypadkach skomplikowanych pod względem technologicznym lub konstrukcyjnym, albo w razie konieczności dostosowania projektu do warunków miejscowych, należy przy sporządzaniu projektu wstępnego i technicznego opracować szkicowe warianty dla ułatwienia wyboru właściwego rozwiązania. Wynika stąd wyraźnie, że ani w założeniach do projektów, ani w rysunkach wykonawczych żadnych wariantów nie powinno się wprowadzać.

W instrukcji branżowej należy sprecyzować, że warianty projektu wstępnego powinny się różnić między sobą różnym usytuowaniem, np. osi zapory albo jazu lub rozmaitym ustawieniem obiektów na tejże osi. Po zatwierdzeniu projektu wstępnego wymienione problemy są ustabilizowane, a warianty projektu technicznego mają na celu wybór najwłaściwszej konstrukcji budowli. Powracanie w tej fazie dokumentacji do szukania odpowiedniejszej osi zapory nie świadczy dobrze o dojrzałości technicznej projektanta.

Uwzględnienie wyżej podanych zasad przy opracowaniu instrukcji branżowej wydaje się rzeczą konieczną, o ile istotnie chcemy przynajmniej dla ważniejszych inwestycji w przyszłości dysponować pełną dokumentacją w chwili przystąpienia do robót.

Można by na zakończenie dodać jeszcze dwa dezyderaty, które w razie ich stosowania niewątpliwie usprawniłyby ogromnie cały problem dokumentacji, a które prawdopodobnie nie będą mogły wejść do instrukcji branżowej:

- określenie maksymalnego czasokresu dla przeprowadzenia czynności związanych z zatwierdzeniem dokumentacji,
- przestrzeganie, aby w dyskusji na KOPI nie żądano, aby założenia do projektów zawierały częściowo lub całkowicie dane przepisane dla projektów wstępnych, zaś projekty wstępne — dane niezbędne w projektach technicznych.

INŻ. TADEUSZ KRUSZEWSKI

W sprawie dokumentacji technicznej dla budownictwa wodnego

Przygotowanie dokumentacji technicznej, należąca jej jakość i terminowe dostarczanie są to podstawy dla naszych zadań planu 6-letniego.

Opracowanie projektów budownictwa wodnego wymaga rozwiązań kompleksowych, wielostronnej specjalności fachowej, dla większych zagadnień kilkuletnich prac przygotowawczych.

Nieraz zdarza się, że niektóre z naszych placów budowy pracują bez zatwierdzonych projektów technicznych. Stan ten jest niezgodny z obowiązującymi przepisami w sprawie terminów dostarczania dokumentacji oraz zasadami finansowania inwestycji, powoduje szereg utrudnień, jak: niemożność właściwego ustalenia programu rzeczowego, niemożność zamówienia wszystkich niezbędnych materiałów lub zamawianie nadmiernej ilości z następnym upłynianiem i powodowaniem dodatkowych kosztów, interwencje banku finansującego inwestycję do zablokowania konta włącznie i wiele innych; ogólnie wpływa demobilizująco na wykonanie planu rocznego. Utało się powiedzenie, że dokumentacja jest wąskim gardłem produkcji. Mogłoby to odnosić się do gałęzi budownictwa o wielkim nasileniu robót, a nie ma uzasadnienia w stosunku do budownictwa wodnego, które jeszcze nie osiągnęło większego stopnia nasilenia. W każdej naszej pracy, gdy spotykamy się z zakłóceniami w nakreślonych planach, szukajmy przyczyny w niewłaściwej organizacji. Od lat 5 narzekamy na opóźnienia w dokumentacji, uważając już je za zło konieczne. Nie pomagają zarządzenia,

wyznaczające terminy dostarczenia projektu technicznego, pod groźbą skreślenia inwestycji z planu; nie przynoszą rezultatu zarządzania, nakazujące obniżenie kosztów pracy biur projektowych; nie pomaga ofiarna praca poszczególnych projektantów, gdy zachodzi przyjęty system opracowania i zatwierdzania dokumentacji technicznej. Toteż zamiast poprawy z roku na rok obserwujemy wzrastające opóźnienia, dokumentacja nie nadąża za potrzebami planu inwestycyjnego.

Wymienimy zasadnicze niedomagania:

A. W organizacji projektowej.

Dokumentację techniczną podzielono na: założenia, projekt wstępny, projekt techniczny i rysunki robocze, z zaleceniem opracowania projektu wstępnego w kilku wariantach. Ten szablony podział opracowania dokumentacji, przyjęty dla budownictwa lądowego, nie wytrzymuje próby życia w budownictwie wodnym. Projekty budownictwa wodnego stanowią tak wielkie opracowania, że wykonywanie projektów wstępnych w wielu wariantach może rozciągać się na lata. Nie byłoby w tym nic złego, gdyby omawiane projekty dotyczyły inwestycji budowanych za lat 5 lub 10, gdyby z wielu rozwiązań przekonywująco wynikało rozwiązanie optymalne, a biuro projektowe miało nieograniczone zdolności przerobowe.

Wieloletowy system opracowania dokumentacji przyniósł zwiększenie pracy biura projektowego, wzrost kosztu projektu, nieterminowe wykonywanie. Wątpliwości budzi przydatność pro-

jektu wstępnego w obecnej formie, pracochłonnego, a nie dającego możliwości przystąpienia do realizacji budowy; na doprowadzenie projektów technicznych do zakończonej formy biuro projektowe ma za mało czasu; z tej też przyczyny rysunki robocze z reguły nie bywają dostarczane przez biuro projektowe.

B. W systemie zatwierdzania.

Projekt, opuszczający biuro projektowe, po przejściu przez radę techniczną biura z udziałem inwestora, nie nabiera jeszcze mocy zatwierdzonego i obowiązującego projektu. Projekt musi przejść przez kilkostopniową drabinę Komisji Oceny Projektów Inwestycyjnych. W razie zarządzonych zmian i uzupełnień projekt wraca do punktu wyjściowego; biuro projektowe, nie mając odpowiedniej rezerwy godzinowej, wykonuje uzupełnienia kosztem opóźnienia planu innych prac projektowych. Projekt wraca na drogę dalszego zatwierdzania itd. Termin wykonania projektu można określić — jest to termin umowy, ale nikt nie jest w stanie podać terminu dostarczenia zatwierdzonej dokumentacji. Dla większych projektów przejście przez system zatwierdzania rozciąga się na lata. W rezultacie wielkie inwestycje, nie tylko w budownictwie wodnym, zmuszone są pracować bez zatwierdzonej dokumentacji technicznej, gdyż są pilne i realizacja planu nie może być wstrzymana; zatwierdzanie projektu ma wtedy znaczenie czysto formalne.

C. Oderwanie biura projektowego od placu budowy.

Centralne biuro projektowe („Hydroprojekt”) opiera działalność na rocznych zleceniach inwestorów, z którymi zawiera umowy. Zależnie od decyzji władz przełożonych biura, terminy niektórych opracowań ulegają przesunięciu i zawarta umowa przestaje obowiązywać, na co inwestor bezpośredni nie ma wpływu.

Biuro projektowe z racji centralnego charakteru nie jest związane z przebiegiem i postępem robót na placu budowy i nie ponosi odpowiedzialności za niedostarczenie dokumentacji, której ostateczne zatwierdzenie leży poza ramami biura.

Rezultatem dotychczasowego systemu opracowania i dostarczania dokumentacji jest stan przedstawiony na wstępie. Licząc się z koniecznością lepszego wykorzystania naszych nielicznych kadr technicznych, zatrudnionych w dziedzinie projektowania, oraz dla zapewnienia normalnego wykonywania inwestycji wodnych, należałoby wprowadzić zmiany następujące:

- Zwiększyć uprawnienia centralnego biura projektowego („Hydroprojektu”). Projekt wychodzący z biura powinien mieć moc zatwierdzonego urzędowego projektu i być uzgodnionym w toku opracowania z zainteresowanymi resortami, PKPG i Komitetem Gospodarki Wodnej PAN.
- Dla wielkich projektów budownictwa wodnego przed projektem wstępnym wprowadzić projekt szkicowy, ewent.

w kilku wariantach; na podstawie projektu szkicowego następowałby wybór wariantu, po czym dalszym ciągiem opracowania byłby projekt wstępny. Pozwoli to zaoszczędzić tysiące godzin, zużywanych na wielowariantowe opracowania.

- Opracowanie projektu wstępnego powinno umożliwić wykonywanie robót, związanych z urządzeniem placu budowy i przygotowawczych robót fundamentowych.
- Projekt techniczny połączyć z projektem roboczym. Da to ogólnie zmniejszenie ilości godzin roboczych zespołu projektującego.
- Dla obiektów, których założenia uzgodniono należycie, względnie dla niewielkich budów zaniechać projektu wstępnego i opracowywać jedynie projekt techniczny.
- W centralnym biurze projektowym wprowadzić podział dokumentacji na bieżącą i przyszłościową. Gdyby potencjał biura nie wystarczał na terminowe dostarczanie dokumentacji bieżącej, opracowanie projektów technicznych należy zlecać grupom projektowym, tworzoną przy zarządach inwestycji lub na placach budowy.

Podsumowując: podane wyżej propozycje zmierzają do zniesienia wieloetapowego systemu zatwierdzania dokumentacji i do ograniczenia liczby faz projektowania. Usprawnienia te nie naruszałoby w niczym kompetencji władz gospodarczych przy ustalaniu realizacji zamierzeń.

* * *

Szybki postęp techniczny naszego kraju i wielkie zadania postawione przed hydrotechnikami domagają się usunięcia przeszkód, stojących na drodze do planowego przebiegu prac, aby mogły być spełnione zapowiedzi przeobrażenia naszej gospodarki wodnej. Przejściowe trudności na jakie napotykamy wynikają m. in. z braku tradycji budownictwa wodnego. W organizacji dotychczasowej zaniedbano sięgnąć do bogatych doświadczeń Związku Radzieckiego. Wiemy, że za podstawę działania jest tam przyjmowana jedność organizacji. Do zakresu działalności dyrekcji budowy należy przeprowadzenie studiów terenowych, opracowanie dokumentacji i wykonanie całości robót. W ten sposób skracą się drogi formalne, projekty są bliskie budowy, a ich wykonawcy w dalszym ciągu zajmują się budową.

Szkoda, że koledzy, którzy brali udział w wycieczkach do ZSRR nie podzielili się swymi doświadczeniami na łamach „Gospodarki Wodnej”. Byłoby celowe systematyczne wysyłanie naszych inżynierów i techników na wielkie budowy zagraniczne, dla zapoznania się z organizacją masowych robót, jakie zaczniemy realizować w niedalekiej przyszłości.

Rząd Ludowy zapewnia rozwój fachowych bibliotek zakładowych

Zwracamy uwagę na doniosłą Uchwałę Prezydium Rządu dotyczącą zakładowych bibliotek fachowych. Mianowicie, w Monitorze Polskim nr A-94 z dnia 16 października 1953 r. ogłoszona została pod poz. 1306 Uchwała Prezydium Rządu nr 697 z dnia 24 września 1953 r. w sprawie rozwoju sieci fachowych bibliotek zakładowych.

Uchwała ta reguluje stan organizacyjny, osobowy, lokalowy oraz — co jest bardzo ważne — finansowy bibliotek zakładowych. Na uwagę zasługuje w szczególności nałożenie na kierownictwo zakładów pracy obowiązku bezpośredniej opieki nad biblioteką zakładową. Obowiązek ten dotyczy wszelkich przejawów pracy biblioteki, zarówno w zakresie gromadzenia, konserwacji i udostępniania zbiorów biblioteki, jak propagowania i pobudzania czytelnictwa technicznego.

Postęp techniczny uzależniony jest w dużym stopniu od umiejętności korzystania z piśmiennictwa technicznego. W wielu zakładach pracy nie przywiązywano jednak dotychczas dostatecznego znaczenia ani do posiadania własnej biblioteki zakła-

dowej, ani do zachęcania wszystkich pracowników — od robotnika do inżyniera — do posilkowania się literaturą techniczną. Sam fakt podjęcia przez Prezydium Rządu wspomnianej na początku uchwały stawia zagadnienie bibliotek fabrycznych i czytelnictwa technicznego w rzędzie spraw o doniosłości państwowej. Daje do ręki skuteczną broń o właściwe zaopatrzenie bibliotek fabrycznych w książki i czasopisma, o spopularyzowanie masowego czytelnictwa książki technicznej.

Wzywamy wszystkich naszych czytelników, aby w oparciu o Uchwałę Prezydium Rządu zainteresowali się jeszcze bardziej intensywnie biblioteką fachową w swoim zakładzie pracy. Właściwe wykorzystanie zawartych w Uchwale postanowień pozwala na uruchomienie odpowiednich środków finansowych na rok 1954 w celu zakupu książek, prenumeraty czasopism, konserwacji zbiorów bibliotecznych, umożliwia uzyskanie odpowiedniego lokalu, wykwalifikowanych pracowników bibliotecznych, powołanie komisji bibliotecznych, rozwinięcie szerokiej akcji krzewienia czytelnictwa technicznego.

Referat indywidualny opracowany na Zjazd dotyczący zagadnień materiałów budowlanych Wydziału IV PAN — Komitet Inżynierii Lądowej

Zastosowanie kamienia naturalnego w budownictwie wodnym, z uwzględnieniem normalizacji

Stosowanie kamienia w budownictwie wodnym ma kilka zasadniczych kierunków:

- A. dla celów regulacji rzek, przy czym potrzebny do tego celu materiał kamienny należy podzielić na dwie grupy:
 1. kamień balastowy,
 2. kamień brukowy,
- B. dla celów regulacji potoków górskich,
- C. kamień dla celów ubezpieczeń dużych budowli budownictwa wodnego, jak śluzy i jazy na rzekach żeglownych (zbiorniki).

A. Kamień dla celów regulacji rzek

Przy robotach regulacyjnych niezbędny jest obciążnik do zapienia elementów robót regulacyjnych, jak materace, walce oraz niezbędne jest wykonywanie narzutów, szczególnie podwodnych. Do tego celu produkowany jest kamień wapienny na brzegach Wisły, w rejonie od Sandomierza do Puław, o ciężarze gatunkowym ca 1,4 t/m³, którym roboty regulacyjne są obsługiwane na przestrzeni od ujścia rzeki Wisłoki do Warszawy, tj. na długości ca 300 km.

Centrum robót regulacyjnych w Polsce obecnie i na okres najbliższych lat — to środkowy bieg Wisły, tzw. dawny zabór rosyjski, gdzie ówczesnie rzekę pozostawiono w stanie zupełnie dzikim, a obecnie są przeprowadzane intensywne roboty zmierzające do skoncentrowania koryta i jej regulacji całkowitej. Po wojnie, tj. od roku 1945 przede wszystkim skierowano cały wysiłek robót regulacyjnych na odcinku od Warszawy do rejonu Ciechocinka. Odcinek ten w całości od ujścia Wisłoki do Ciechocinka ma długości ca 500 km.

Obsługę górnego odcinka Wisły o długości 300 km kamieniem balastowym wapiennym wyjaśniono wyżej. Zaopatrzenie odcinka Warszawa — Ciechocinek w kamień balastowy załatwiono w okresie powojennym w czasie różnych nasileni robót regulacyjnych w różny sposób.

Wykorzystano przede wszystkim do tego celu gruz ceglany ze zniszczonej Warszawy, którego produkcja dla Wisły jako balastu, dochodziła do 60 tys. m³. Obecnie gruz stał się materiałem cenniejszym, używany jest do przerobów na prefabrykaty i ilość dla celów regulacji może być mniejsza, dochodząc do 45 tys. m³ w stosunku rocznym, a liczyć się należy, iż z roku na rok gruzu ceglano będzie coraz mniej. Należy szacować, iż z tego materiału balastowego będzie można korzystać nie dłużej niż 5 lat. Tym materiałem zaopatrywano najbliższy rejon poniżej Warszawy, na długości ca 70 km. Na dalszej partii rzeki, na długości ca 130 km, uzyskiwano materiał balastowy z rzeki, przy pomocy prymitywnych dźwigów, niemal zupełnie niezmechanizowanych, otrzymując zupełnie niewielkie ilości kamienia z tego źródła. Prymitywnie uzyskiwano również stosunkowo małe ilości kamienia narzutowego z koryta rzeki wylawianego z łodek przy pomocy gracy. Skupywano również od okolicznych włościan kamień narzutowy, który w rejonie Włocławka, Płocka i Wyszogrodu spotyka się nagminnie na polach.

Dla potaniania źródła kamienia balastowego zastosowano wyrób sztucznego kamienia cementowego z mieszaniny cementu i piasku, który za darmo z koryta Wisły czy też z odsypów wśzędzie na Wiśle można uzyskać w dowolnej ilości. Przy wyrobie sztucznego cementowego kamienia balastowego stosowano normę od 150 kg do 200 kg cementu na 1 m³ kamienia sztucznego. Wobec braku przydziału cementu dla tego typu robót ten sposób zaspokojenia potrzeb kamienia balastowego musiał być zrzuty.

Przez pewien czas stosowano jako materiał balastowy szlak wielkopieczowy, o dużym ciężarze gatunkowym ca 2,2 t/m³. Transport tego materiału był zbyt drogi, toteż materiał ten został wyrugowany przez powiększenie zasięgu ceglano-gruzowej Warszawy.

Ostatnio uzupełnia się niedobory kamienia balastowego przez sprowadzanie kamienia z przemysłu kamieniarskiego, kamienia

typu odpadkowego, czasami nawet o dużej twardości, jak dolomity, porfiry, marmury itp., w ilościach ca 10 tys. m³.

Rzeka Odra zaopatruje się w kamień balastowy, a nawet częściowo i brukowy, z kamieniołomu własnego administracji dróg wodnych Chorula pod Opolem. Jest to kamieniołom nieco zmechanizowany, z produkcją dolomitowego wapienia o ciężarze gatunkowym ca 1,7 t/m³. Produkcja tego kamieniołomu roczna ca 30 tys. m³ jest używana do robót betonowych na uregulowanej Odrze. Z kamienia tego są wykonywane narzuty dla konserwacji budowli regulacyjnych, które ucierpiały znacznie w czasie działań wojennych tak na skutek braku konserwacji w czasie wojny, jak również w czasie samych działań wojennych.

Rzeka Warta jest zaopatrywana w kamień z odkrywkowego kamieniołomu Roźniatów pod Uniejowem, w rejonie Kalisza. Jest to kamień wapienny o ciężarze gatunkowym ca 1,6 t/m³, używany w tamtych okolicach jako materiał budowlany. Odpadkowy materiał z tego kamieniołomu zabierany jest do robót regulacyjnych, przede wszystkim jako balast, w ilościach ca 5 tys. m³ w stosunku rocznym, co dla potrzeb Warty jest niemal całkowicie wystarczające dla dokonania bieżącego remontu budowli regulacyjnych na uregulowanej rzece, a nawet używany jest do nowych robót regulacyjnych w rejonie Konina. Braki kamienia do bruków uzupełnia się w stosunkowo niewielkich ilościach kamieniem z koryta rzeki i z pól, uzyskiwanym w rejonie m. Poznania.

Z tych trzech największych rzek polskich — Wisły, Odry i Warty — pozostaje do omówienia górny odcinek Wisły od Przemszy do Wisłoki, o długości ca 225 km. Na tym odcinku Wisła została za czasów zaborczych uregulowana od km 0, przy ujściu Przemszy, do ujścia Raby właściwie całkowicie, tj. na długości 135 km. Na pozostałych 90 km uregulowanie jej określa się procentowo na 60%. Dla potrzeb konserwacyjnych uregulowanego całkowicie odcinka od Przemszy do Raby administracja dróg wodnych posilkuje się kamieniem balastowo-brukowym z pobrzeżnych kamieniołomów na Wiśle i Przemszy, w miejscowościach Kamień, Tyniec, Chelmek, Jazd (dolomit), gdzie łącznie produkuje się w stosunku rocznym nie więcej niż 3 tys. m³ kamienia, przede wszystkim balastowego wapiennego, za wyjątkiem kamieniołomu w Jazdzie, gdzie są możliwości uzyskania materiału kamiennego twardego — dolomitu. Przy robotach regulacyjnych charakteru uzupełniającego na odcinku od Raby do Wisłoki (długości 90 km) stosowany jest z powodzeniem wniosek racjonalizatorski jednego z naszych hydrotechników, którego myślą przewodnią jest wyeliminowanie kamienia balastowego w ogóle z robót regulacyjnych na rzekach żeglownych, przez zastosowanie jako balastu materiału ziemnego. Wniosek ten znalazł uznanie wśród fachowców, jest stosowany coraz szerzej, na razie przede wszystkim na Wiśle górnej, przechodzi jednak i na Wisłę środkową i dlatego o potrzebach kamienia balastowego dla odcinka Wisły od Raby do Wisłoki zbyt wiele mówić, gdyż tutaj balastu kamiennego niemal się nie stosuje.

Roboty regulacyjne na innych mniejszych rzekach, jak Bug, Narew, San, są zaopatrywane w kamień balastowy w zupełnie niewielkich ilościach, gdyż na tych rzekach ani nie prowadzi się większych robót regulacyjnych, ani też nie są one przewidywane w okresie najbliższych lat. Pokrycie zapotrzebowania kamienia balastowego dla tych rzek i im podobnych dokonuje się przez zakupy na miejscu od miejscowej ludności, względnie jako obciążnik stosuje się żwir, którego zapotrzebowanie na równi z materiałem tłuczniowym nie jest tematem niniejszego referatu.

Jako szacunkowe zapotrzebowanie kamienia balastowego na okres najbliższej pięcioletki przyjęć należy ca 150 000 m³ dla całego kraju.

Kamień brukowy dla robót regulacyjnych. Dotychczasowe ilości wykonywanych bruków na drogach wodnych w skali

rocznej nie przewyższały w okresie powojennym 30 000 m². Z uwagi na niszczące wpływy wód, a przede wszystkim lodów, do bruków przy robotach regulacyjnych należy używać kamienia odpornego, twardego, o wymiarach nie mniejszych niż 25 × 25 cm i grubości nie mniejszej niż 20 cm.

Z uwagi na trudności w uzyskaniu tak dobrego materiału kamiennego, administracja dróg wodnych, korzystając z wniosku racjonalizatorskiego jednego z hydrotechników stosowała brukowanie budowli regulacyjnych przy pomocy betonowych kamieni specjalnego kształtu odwróconych dwóch jaskółczych ogonów, nazwanych dyblami. Dyble miały grubość 18 cm i wagę 70 kg. Z uwagi na ich kształt i ząbienie się jednego za drugi, dyble zdążyły bardzo dobrze egzaminić życie i, dopóki były możliwe do uzyskania cementu do robót regulacyjnych, dopóty tego rodzaju sztuczny kamień brukowy był w robotach regulacyjnych po wojnie powszechnie stosowany. Próby zastosowania wygodniejszych w użyciu dybli, tj. lżejszych, o wadze ca 45 względnie 50 kg, nie zdały egzaminu i zostały zarzucone. Pewną odmianą stosowania kamienia betonowego do bruków na budowach regulacyjnych było betonowanie tam regulacyjnych powłoką betonową, od 10 do 15 cm grubą. Dawało to dobre rezultaty i szybkość wykonania. Pierwotnie, po roku 1945, wykonywano kamień dyblowy wyłącznie z betonu piaskowego, jednak przekonano się o jego łatwej ścieralności i system ten prędko zarzucono.

Stosowano również przy robotach regulacyjnych innego kształtu kamień brukowy, w formie kostek sześciokątnych, jednak dyble zdobyły sobie całkowite prawo obywatelstwa.

Wobec trudności w uzyskaniu cementu do tego rodzaju robót, zachodzi potrzeba uzyskania do robót regulacyjnych na okres najbliższej pięciolatki kamienia brukowego, do zastrakowania końcówek budowli regulacyjnych na zaawansowanym odcinku Wisły o długości 200 km od Warszawy do Ciechocinka. Łączna powierzchnia bruku wyniesie tu 400 000 m², co odpowiada zapotrzebowaniu 80 000 m³ kamienia twardego na okres 5 lat (rocznie — 16 000 m³ kamienia brukowego). Pokrycie tego zapotrzebowania jest tylko częściowo możliwe z Wisły; wobec braku zmechanizowanych dźwigów, liczyć się należy, iż nie więcej niż 6 tys. m³ kamienia do bruków z Wisły środkowej uda się uzyskać, pozostałe 10 tys. m³ potrzebnego kamienia brukowego uzyskać trzeba będzie od przemysłu kamieniarskiego.

Wskazane jest wyjaśnić, dlaczego tak wzrośnie w najbliższym czasie zapotrzebowanie kamienia brukowego, jeżeli dotychczas brukowano w latach największego nasilenia robót regulacyjnych po wojnie zaledwie do 30 000 m². Tłumaczy się to tym, że skoncentrowane roboty regulacyjne na Wiśle, pomiędzy Warszawą a Ciechocinkiem na długości 200 km rzeki są w fazie wstępnej na ukończeniu, a okres lat najbliższych będzie okresem wykańczania budowli regulacyjnych, do czego w pierwszym rzędzie należy brukowanie, jako podstawowe umocnienie budowli regulacyjnych.

Dla uzyskania odpowiedniej ilości kamienia są również możliwości uruchomienia (w ramach administracji dróg wodnych) odpowiedniego kamieniołomu z kamieniem twardym; miejsce takiego kamieniołomu określane jest w rejonie Krakowa, co jest tym bardziej słuszne, iż dodatkowo będzie potrzebny kamień dla dużych budowli budownictwa wodnego, o czym zresztą będzie mowa poniżej.

Bruki regulacyjne na innych rzekach polskich, poza Wisłą, mogą być pokryte z powodzeniem, przez lokalne kamieniołomy Choruli dla Odry i Rożniatów dla Warty oraz uzysku kamienia z rzek z bliskich odległości.

B. Kamień dla celów regulacji potoków górskich

Jest to zagadnienie stosunkowo organizacyjnie najłatwiejsze; kamienia tego potrzeba niedużo, gdyż w skali obecnych robót zużywa się dla tych celów niespełna 5 tys. m³ rocznie, produkowanego w szeregu miejscowości na Podkarpaciu, w poszczególnych kamieniołomach otwieranych w miarę potrzeb, byleby tylko w możliwie niedużej odległości od zaistniałej budowy. Nawet przy projektowanym na okres pięciolatki znacznym zwiększeniu tempa regulacji potoków górskich, zagadnienie to jest o tyle uproszczone, iż na ogół wszędzie tam, gdzie reguluje się potoki górskie, spotyka się blisko materiał kamienny odpowiedni co do jakości. Projektowane jest w najbliższej pięciolatce zwiększenie robót na potokach górskich, mniej więcej czterokrotnie, a więc zapotrzebowanie kamienia do regulacji potoków dojdzie do 20 tys. m³ w skali rocznej.

Na potokach górskich wykonywane są zapory szutrowe z korpusu betonowego, do którego dodaje się do 25% objętości kulaków, z uwagi na oszczędność cementu, prócz tego wykonywane są żłoby kamienne, do których używany jest kamień licowy dobrej twardości, szczególnie na dolną ścianę zapór szutrowych i koryt żłobów. Wprawdzie korekcia progowa i korekcia stopniowa według ostatnich zwyczajów jest wykonywana przy pomocy budowli betonowych, jednak w dużej mierze trzeba będzie przejść na możliwe zmniejszenie betonu na rzecz zwiększenia w użyciu kamienia.

Innowacją ostatnich czasów przy regulacji potoków górskich jest przejście z zapór szutrowych, wykonywanych wyłącznie z kamienia ciosowego, na zapory jedynie licowane, z korpusem betonowym (o czym była mowa wyżej). Tak budowane zapory okazały się jednak o tyle lepsze od budowanych dawniej z tzw. suchego muru ciosowego, iż budownictwo wodne raczej nie może zrezygnować z tej zdobyczy techniki i nie może wrócić do znacznie gorszych zapór z muru suchego, który często przesiąka i czyni zapórę szutrową mniej trwałą.

C. Kamień dla celów ubezpieczenia dużych budowli wodnych, jak zapory zbiornikowe, śluzy, jazy itp.

Przy budowie kanału Augustowskiego w latach 1825—1838 ciosy kamienne były sprowadzane z odległej około 400 km Kielecczyny. Dziś żelbet zastąpił jeśli nie całkowicie, to w dużej mierze potrzebę kamienia naturalnego i dlatego do konstrukcyjnych części dużych budowli wodnych kamień nie jest używany i nawet trudno myśleć o zastosowaniu go jako materiału zastępczego w stosunku do betonu. Nie można również do korpusu ciężkich zapór betonowych używać kulaków, gdyż zbyt duże tam następują naprężenia.

Kamień przy dużych budowlach wodnych używany jest do narzutków i bruków, przy czym pożądanym jest kamień o ciężarze gatunkowym nie mniejszym niż 1,6 t/m³, w przeciwieństwie do robót regulacyjnych, gdzie dopuszcza się kamień lżejszy, nawet o ciężarze gatunkowym 1,3 t/m³.

Jak z powyższego zestawienia wynika, drogi wodne eksploatują obecnie łącznie w cyfrach orientacyjnych 88 400 m³ kamienia z kamieniołomów własnych i prywatnych, gdzie są opłacane tak zwane „albore“, to jest stawki od 1 m³ kamienia dla właścicieli kamieniołomów prywatnych. W jednym przypadku w Kazimierzu nad Wisłą opłacane są „albore“ zarządowi miasta Kazimierza nad Wisłą, jako właścicielowi kamieniołomu.

Duże obiekty budownictwa wodnego wykonywane są przez usługowe przedsiębiorstwa grupowane w Centralnym Zarządzie Budownictwa Wodno-Inżynieryjnego, które zaopatruje się w niezbędny kamień z kamieniołomów przemysłu kamieniarskiego, a także częściowo z kamieniołomów własnych.

Łączne zapotrzebowanie kamienia dla wielkich budowli budownictwa wodnego wynosi obecnie w stosunku rocznym ca 10 tys. m³, przy czym ilość ta rozkłada się na kamień brukowy ca 3000 m³ oraz kamień narzutowy ca 7000 m³. Dla kamienia brukowego pożądane są wymiary 25×25×20 cm.

Reasumując zapotrzebowanie kamienia dla budownictwa wodnego, stwierdzić należy następujące potrzeby w najbliższej pięciolatce:

- A. Dla celów regulacji
 - 150 tys. m³ kamienia narzutowego
 - 16 tys. m³ kamienia brukowego
- B. Dla celów regulacji potoków górskich
 - 20 tys. m³ kamienia brukowo-ciosowego
- C. Dla dużych budowli wodnych
 - 3 tys. m³ kamienia brukowego
 - 7 tys. m³ kamienia narzutowego

Łączne zapotrzebowanie
196 tys. m³ kamienia w skali rocznej.

Rozdział zapotrzebowania według pochodzenia:

- a) kamienia narzutowego z kamieniołomów nadrzecznych, względnie z koryt rzecznych:
 - wapienia z rej. Sandomierz — Puławy 60 tys. m³
 - wapienia z rej. Krakowa i Przemysłu 10 tys. m³
 - granitu z koryta Wisły rej. Płock — Tczew 20 tys. m³
 - wapienia piaskowcowego dla Odry z Choruli 60 tys. m³
 - wapienia dla Warty z Rożniatowa 7 tys. m³
- b) kamienia brukowego o wymiarach możliwe znormalizowanych, płytowanego, o wymiarach 25×25×20 cm: 157 tys. m³

z przemysłu kamieniarskiego	16 tys. m ³
z rejonu płockiej Wisły z koryta rzeki	3 tys. m ³
łącznie kamienia brukowego	19 tys. m ³
c) kamienia brukowo-ciosowego dla regulacji potoków górskich z terenów pobliskich potokom (piaskowiec, w tym ca 10% kulaków)	20 tys. m ³

Porównując łączne zapotrzebowanie kamienia na okres najbliższej pięcioletki w ilości 196 tys. m³ z ilością kamienia produkowanego przez Administrację Dróg Wodnych w ilości rocznej 88,4 tys. m³, zauważyć należy, iż w okresie pięcioletki liczyć się należy z zanikiem możliwości używania gruzu warszawskiego jako kamienia narzutowo-balastowego, którego zużycie w skali rocznej waha się około 45 tys. m³, z drugiej znów strony, jak wyżej wspomniano, liczyć się należy ze znacznie większą ilością bruków przy regulacji rzeki Wisły oraz z ogólnym zwiększeniem tempa robót wodnych w całym kraju.

Zapotrzebowanie kamienia do robót wodnych w okresie najbliższej pięcioletki ułożono w założeniu wyeliminowania cementu z tych robót budownictwa wodnego, gdzie to jest możliwe. Gdyby jednak w ogólnej gospodarce narodowej okazało się, iż cement jest mniej deficytowym materiałem niż kamień brukowy, znormalizowany o wymiarach 25×25×20 cm o dużej twardości, a więc piaskowiec względnie granit czy też pochodzenia wulkanicznego, wówczas należałoby się liczyć z zapotrzebowaniem zamiast 16 tys. m³ tego kamienia z przemysłu kamieniarskiego, odpowiedniej ilości cementu, licząc po 300 kg na 1 m³ = ca 5 tys. ton cementu dla bruków w budownictwie wodnym.

W dalszym ciągu dostawę kamienia dla robót wodnych oparto na spodziewanym zmechanizowaniu wydobycia kamienia przede wszystkim z koryta rzeki Wisły w rejonie Płocka, z uwagi na to, iż w nadchodzącym okresie będzie to najbardziej intensywny pod względem potrzeb rejon. Dziś wydobycie tego kamienia opiera się na pracy zupełnie prymitywnych słabych dźwigów pływających niezmechanizowanych; mechanizacja tych dźwigów i powiększenie ich ilości pozwoli na wykorzystanie tego tak dobrego dla robót regulacyjnych kamienia, tym bardziej, iż zlokalizowany on jest w centrum robót regulacyjnych. Równoległe powinny ulec znacznemu zmechanizowaniu kamieniołomy dla Odry w Choruli. Pewne ulepszenia wydobycia kamienia w Choruli już zostały wykonane, jednak liczyć się należy z potrzebą dwukrotnego zwiększenia produkcji z tych kamieniołomów, co terenowo nie nastęca żadnych trudności, a kamieniołom w Choruli administracja dróg wodnych traktuje jako źródło pokrycia nie tylko zapotrzebowania kamienia dla Odry, ale również i deficytu kamienia na Wiśle. Potrzebne tu będą transportery i kompresory.

Mała mechanizacja przewidziana jest również we wszystkich kamieniołomach wapiennych na Wiśle, gdzie przede wszystkim wymaga usprawnienia załadunek i wyładunek, a więc również potrzebne będą transportery i koparki do usuwania gruzu kamiennego, który zresztą z powodzeniem może być użytkowany jako materiał balastowy w robotach regulacyjnych.

W rejonie km 299 Wisły (Rachów pod Annopolem) od wielu lat jest wydobywany kamień twardy, o dużym ciężarze gatunkowym. Z kamienia tego Administracja Dróg Wodnych dawnymi laty korzystała niejednokrotnie przy wykonywaniu robót regulacyjnych na Wiśle dla brukowania końcówek tam regulacyjnych. W okresie powojennym z kamieniołomu tego w Rachowie korzysta administracja dróg publicznych dla swoich celów. Z uwagi na dogodność zlokalizowanie kamieniołomu Rachowskiego nad Wisłą i możliwości transportu kamienia do bruków drogą wodną do robót regulacyjnych oraz na deficyt kamienia do bruków w rejonie największego nasilenia robót, wskazane byłoby przekazanie tego kamieniołomu do dyspozycji Centralnego Zarządu Dróg Wodnych; w ten sposób ilość potrzebnego kamienia brukowego przewidzianego z dostaw przemysłu kamieniarskiego mogłaby ulec zmniejszeniu w okresie nadchodzącej pięcioletki.

Dla orientacji warto podać koszty jednostkowe kamienia w większych kamieniołomach administracji dróg wodnych (podane są koszty loco kamieniołom, względnie loco brzeg przy wydobyciu z koryta rzeki)

Rożniatów rz. Warta Uniejów	40 zł/m ³
Chorula rz. Odra Opole	45 zł/m ³
Opoczka rz. Wisła Sandomierz	25 zł/m ³
Piotrawin rz. Wisła Puławy	44 zł/m ³

Okale rz. Wisła Puławy	20 zł/m ³
Kazimierz rz. Wisła Puławy	44 zł/m ³
Nasiłów rz. Wisła Puławy	44 zł/m ³

Wyżej podane liczby traktować należy jako orientacyjne.

Kamień wydobywany z koryta Wisły, o charakterze balastowo-narzutowym, o dużym ciężarze gatunkowym (granity) kalkuluje się w granicach od 32 zł/m³ do 60 zł/m³, w zależności od stopnia zmechanizowania wydobycia. Wydobywanie dużych głazów morenowych z koryta Wisły (granit — materiał bardzo dobry do bruku) kosztuje ca 130 zł/m³, wraz z kosztami robocizny i pływania.

Dla Administracji Dróg Wodnych, jak i zresztą dla każdego użytkownika kamienia, zawsze najtańszym będzie kamień produkowany możliwie najbliżej miejsca zużycia. Transport kamienia jako materiału ciężkiego zwiększa nawet wielokrotnie jego koszt na placu budowy i dlatego w dziale wodnym prowadzone są starania zlokalizowania wydobycia kamienia możliwie blisko budowy, z drugiej zaś strony stale nurtuje myśl (częściowo wprowadzana w życie), aby zastąpić drogi kamień środkami zastępczymi, co dla mniejszych rzek, dla kamienia typu balastowego, w pewnej mierze udało się uzyskać, zaś dla kamienia brukowego można by całkowicie przejść na bruk ze sztucznego kamienia betonowego, który kalkuluje się niewątpliwie taniej na placu budowy, wobec taniego i łatwego piasku oraz żwiru z koryt rzecznych. Tą drogą Administracja Dróg Wodnych poszła bezpośrednio po wojnie i chętnie do niej wróci, jeżeli względy ogólnopolskie na to pozwolą i możliwości cementu dla robót regulacyjnych okażą się realne.

Wykaz punktów eksploatacji kamienia dla potrzeb dróg wodnych w administracji komórek terenowych Centralnego Zarządu Dróg Wodnych

(dane z roku 1952/1953)

Miejscowość	Rzeka	km	Rodzaj kamienia	Ciężar gatun. t/m ³	Produkcja roczna tys. m ³
Rożniatów	Warta	Uniejów	wapniak	1,7	5
Chorula (Opole)	Odra	132	piaskowcowy wapniak	1,7	30
Rabka (Zaryte)	Raba		piaskowiec	2	1,2
Kamień	Wisła	36	wapień dolomitowy	1,85	1,5
Chelmek	Przemsza	6	wapień	1,7	1
Chelmek	Przemsza	9	wapień	1,8	nieekspl.
Jaza	Przemsza	12	dolomit	2,15	nieekspl.
rej. Tarnowa	Dunajec	—			1,1
rej. Przemyśla	San	—			0,6
Zywiec-Porąbka	Soła		piaskowiec	2,1	0,5
Rajcza	Soła	—	piaskowiec	2,1	1,5
Skawce	Soła	—	piaskowiec	2,1	nieekspl.
Opoczka	Wisła	297	wapień	1,4	3
Piotrowice	Wisła	290	wapień	1,4	nieekspl.
Okale	Wisła	355	wapień	1,4	3
Piotrawin	Wisła	325	wapień	1,4	10
Kazimierz	Wisła	357	wapień	1,4	20
Nasiłów	Wisła	362	wapień	1,4	5
rej. Wyszogrodu	Wisła	670—650	granit	2,4	2
rej. Torunia	Wisła	—	granit	2,4	1,5
rej. Tczewa	Wisła	—	granit	2,4	1,5
			razem rocznie		88,4

INZ. KAZIMIERZ STRASZEWSKI

Hydroenergetyka na Światowej Konferencji Energetycznej

Światowa Konferencja Energetyczna powołana została do życia w roku 1924 ze stałym biurem w Londynie. Celem jej były międzynarodowe studia nad ogólnymi zagadnieniami energetycznymi, jak: rejestracja zasobów energetycznych, a więc sił wodnych, węgla, paliw płynnych i innych surowców energetycznych, dalej zagadnienia zastosowania energii dla celów przemysłowych, transportu lądowego, wodnego i powietrznego, dla rolnictwa, wreszcie studia nad racjonalnym wykorzystywaniem energii, jej źródeł i surowców, nad uszlachetnianiem tych surowców, a w szczególności paliw.

Pierwsze plenarne posiedzenie Światowej Konferencji Energetycznej odbyło się w 1924 r. w Londynie, następne w Berlinie w 1930 r., a ostatnie przed wojną w 1938 r. w Waszyngtonie. Czwarte z kolei plenarne posiedzenie odbyło się w 1950 r. w Londynie.

W konferencji tej uczestniczyli przedstawiciele 30 krajów, wśród nich delegaci Związku Radzieckiego, Polski, Czechosłowacji i Węgier. Przedłożono na niej 164 referaty o tematyce, która podzielona była na 3 działy:

1. Zasoby energetyczne i rozwój energetyki
2. Przygotowanie i uszlachetnianie paliw
3. Produkcja energii.

W tym ostatnim dziale mieści się Sekcja H — hydroenergetyczna.

W roku 1952 wyszło w druku sprawozdanie z prac ostatniej konferencji londyńskiej. Obejmuje ono 5 tomów¹⁾ zawierających pełny tekst referatów wraz z dyskusją, przy czym tom IV zawiera referaty hydroenergetyczne.

Celem zaznajomienia naszych fachowców z tematami poruszonymi na tej konferencji, a dotyczącymi hydroenergetyki, podajemy poniżej spis tych referatów, jak i niektóre streszczenia. Zainteresowanie się nimi wypływać może również z faktu, że nasz Front Narodowy w swym programie wysunął jako jedno z czołowych zadań kompleksowe wykorzystanie naszych rzek dla celów ochrony przed powodzią, dla transportu wodnego, nawodniania, melioracji gruntów i dla szerszego wykorzystania sił wodnych.

Sekcja H podzielona była na 3 grupy:

- H-1 Zasoby sił wodnych i lokowanie siłowni,
- H-2 Projekty siłowni wodnych jako całości,
- H-3 Projekty urządzeń siłowni wodnych.

Spis referatów

- H-1 1. Wytwarzanie energii hydroelektrycznej w Kanadzie (Holden, dyr. nac. Komisji Hydroenergetycznej prowincji Ontario).
2. Praktyka rozbudowy sił wodnych w Szwecji (Westberg i Hellstrom — Państwowy Zarząd Hydroenergetyczny).
3. Stan rozwoju siłowni wodnych w Stanach Zjednoczonych (De Luccia i Weaver, Federalna Komisja Energetyczna).
4. Wytwarzanie energii hydroelektrycznej i zagadnienia nawodniania we Włoszech (prof. Semenza).
5. Wielkie zbiorniki i regulacja produkcji energii we Włoszech (Selmo, Piemontskie Tow. Hydroelektryczne).
6. Zasoby potencjalne sił wodnych w Chile (prof. Harnacker).
7. Siły wodne w Indiach i ich wpływ na rozmieszczenie przemysłu (ref. Stoffel — Firma Escher-Wyss, Szwajcaria).
8. Projektowana rozbudowa hydroenergetyki w Indiach (Gadkary i Thaecker).
9. Statystyka wszystkich istniejących zasobów sił wodnych (Slebing, Jugosławia).
10. Rozwój hydroenergetyki w północnej Szkocji (Mc Coll).
11. Rozmieszczenie nowych mocy termicznych i hydraulicznych w Algierze (Crosnier, Francja).
- H-2 1. Norweskie siłownie wodne wbudowane w skałę (Heggstad, Norweski Zarząd Nadzoru Przemysłowego).
2. Projektowanie i eksploatacja siłowni wodnych (Strowger, Niagara El. Corporation, Buffalo, St. Zjedn.).
3. Uwagi ogólne o wielkości urządzeń hydroelektrycznych (Roussellier, Francja).

4. Racjonalne projektowanie siłowni wodnych o małym spadku, budowanych przy zaporze (Cabelka, Czechosłowacja).
5. Moc rozporządzalna i doprowadzenie wody do siłowni wodnych (Uhl, Mc Coy i Craeger, Boston, Buffalo).

- H-3 1. Ostatnie osiągnięcia przy projektowaniu maszyn napędowych siłowni wodnych (Fismen, Norwegia).
2. Zastąpienie prób odbiorczych maszyn przez próby dokonywane na modelach w skali (Seitz i Keller, Escher-Wyss, Szwajcaria).
3. Łopatkę turbin Kaplana (Nechleba CKD, Czechosłowacja).
4. Budowa turbin o wielkiej mocy i pomp dla instalacji zbiornikowych we Włoszech (Ucelli, Włochy).
5. Niektóre szczegóły budowy siłowni wodnych odnośnie rurociągów pod ciśnieniem i pomp zbiornikowych (Gastpar i Thoman, Bracia Sulzer, Szwajcaria).
6. Oddzielacze żwiru w przewodach ciśnieniowych (Sorbye, Norwegia).
7. Postępy konstrukcji zamków wodnych (Sedijatmo, Indonezja).

W podanych powyżej referatach te same zagadnienia omawiane były nieraz we wszystkich trzech grupach, nie można więc dokonać dokładnego podziału między ich tematyką. W niżej podanym streszczeniu zostaną więc omówione tylko najważniejsze zagadnienia, poruszone w referatach, przy czym dla uproszczenia, zamiast tytułów referatów, podane będą w nawiasach ich numery.

Zasoby hydroenergetyczne kuli ziemskiej

Slebing (H-1, 9) próbuje zestawić statystykę sił wodnych całej kuli ziemskiej. Wg jego obliczeń zasoby te mają wynosić w kW.10⁶:

Europa z W. Brytanią i Islandią	200
Azja z Japonią i wyspami	2308
Afryka	1155
Ameryka Płn.	717
Ameryka Płd.	1110
Australia z Tasmanią i N. Zelandią	119

Razem 5609

Możliwą produkcję w przeciętnym roku oblicza Slebing na $49\,250 \times 10^9$ kWh, obecną zaś moc zainstalowaną w elektrowniach wodnych na 4400×10^6 kW. Roczna produkcja całkowita w siłowniach wodnych i parowych oblicza na 550×10^9 kWh.

W Stanach Zjednoczonych (H-1, 3) moc zainstalowana w siłowniach wodnych wynosiła w 1948 r. 16 635 MW, a produkcja okrążyło 87 miliardów kWh, co stanowiło 26% ogólnej produkcji — 336, 3 miliardów kWh.

W Kanadzie (H-1, 1) moc instalowana w siłowniach wodnych była 8 800 MW.

Zagospodarowanie rzek

Obok referatów włoskich (H-1, 4 i H-1, 5) omawiają to zagadnienie Amerykanie (H-1, 3, H-2, 2 i H-2, 5).

Odnośnie referatów amerykańskich nie możemy powstrzymać się od następujących uwag:

Od ok. 100 lat, tj. od czasu gdy wielki kapitał zawładnął życiem gospodarczym kraju i jego uprzemysłowieniem, gdy podjęta została rozbudowa kolei, rozpoczęła się w Stanach Zjednoczonych gospodarka w najwyższym stopniu ekstensywna, dążąca do jak najszybszego wykorzystania bogactw naturalnych w celu doraźnego zysku. Wyłęby lasów w okolicach górskich, wadliwa gospodarka rolą w okolicach dawniej stepowych doprowadziły do coraz większych powodzi, erozji gleby, burz pyłowych, wywołania ziemi, które z czasem przyjęły rozmiary klęsk żywiołowych, rujnując przede wszystkim rolnictwo.

Bogate zasoby sił wodnych dawały podniecie kapitałowi prywatnemu, jak to przyznają autorzy (także referat kanadyjski H-1, 1), do wyszukiwania projektów najtańszych w wykonaniu, zwłaszcza przy budowie dużych obiektów. Rozbudowa taka musiała być chaotyczna z punktu widzenia gospodarki wodnej. Zarząd dróg wodnych na rzekach śpławnych jest w Stanach Zjednoczonych w ręku rządu federalnego, który też udziela koncesji na budowę zakładów hydroenergetycznych.

¹⁾ The Transaction of the Fourth World Power Conference 1950. London 1952 — Percy, Lund & Humphries Ltd.

Widocznie rząd ten nie chciał czy nie mógł wprowadzić porządku w tę gospodarkę kapitalistyczną.

Blizsze zainteresowanie się rządu federalnego gospodarką wodno-energetyczną objawiło się dopiero w latach 30 naszego stulecia, przez budowę z jego funduszy Boulder - Dam na środkowym biegu rzeki Colorado (1030 MW, z możliwością rozbudowy do 1340 MW) dla celów ochrony przed powodzią okolic w dolnym biegu rzeki, dla irygacji pustynnych stepów Arizony i przeniesienia energii głównie do Los Angeles. Na tę drogę wszedł następnie Roosevelt, przełomowy przy silnej opozycji sfer finansowych zagospodarowanie zlewni rzeki Tennessee dewastowanej przez wylewy. Następnie poszła budowa, również z funduszy federalnych, zapory Grand Coulee na rzece Columbia, w stanie Washington.

Podane powyżej budowy, mimo ich wielkości, są jednak realizacjami dorywczymi, podczas kiedy np. wielka zlewnia rzeki Missisipi i Missouri jest nadal niszczone przez powodzie. Projekty takie, jak wspomniany w referacie H-2,5 tzw. projekt Thompsona, czy opanowanie porożów na rzece św. Wawrzynca, są zdaje się na razie na papierze.

Jakże inaczej na tle dotychczasowych realizacji w St. Zjednoczonych wyglądają, będące w pełnej realizacji, projekty radzieckie, które tak wszechstronnie obejmują zagadnienia gospodarki wodnej.

Podajemy parę szczegółów odnośnie wspomnianych wyżej projektów:

Dolina Tennessee. Zbudowano tam do 1948 r. 45 elektrowni, a w tym 13 powyżej 100 MW, o łącznej mocy 3173 MW, z możliwością rozbudowy do 5665 MW.

Grand Coulee. Na rzece Columbia wybudowano tamę o wysokości 168 m, długości 1270 m. Długość utworzonego zbiornika wynosi 242 km, pojemność użyteczna — 6,13 km³. Po obu stronach zapory umieszczone są dwie elektrownie po 990 MW. Przy lewobrzeżnej elektrowni ustawiono pompownię o mocy 780 000 KM, pompującą wodę do zbiornika górnego na wysokości 89 m, skąd systemem kanałów, tuneli i syfonów ma się nawadniać ponad 400 000 ha gruntów.

Projekt Thompsona jest o tyle interesujący, że przewiduje ujęcie wody w górnym biegu rzeki Colorado na zachodnim stoku Gór Skalistych, z systemem kilku zbiorników dla zatrzymania nadmiaru wód tej rzeki w ilości 0,38 km³ na wysokości 2500 — 2800 m. Tak ujęta woda przepompowana zostaje do tunelu o długości 21 km, do otworu prowadzącego na wschodni stok górski. Osiągnięty tam zostaje spadek 860 m, który wyzyskany zostanie dla nawodnienia 240 000 ha gruntów i wytworzenia 600 milionów kWh w elektrowniach, o łącznej mocy 154,3 MW.

Ujęcia wody, zapory, lokalizacja elektrowni

Referaty: norweski (H-2, 1), szwedzki (H-1, 2) szkocki (H-1, 10) podkreślają celowość budowy w pewnych warunkach elektrowni podziemnych. Elektrownie takie buduje się także we Francji i we Włoszech. Szczególnie korzystne warunki dla takiej budowy istnieją w Szwecji i Norwegii, gdzie lita skała granitowa przy przeważnie wysokich spadkach ułatwia takie rozwiązanie.

Referaty: kanadyjski (H-1, 1) i szwedzki (H-1, 2) podają informacje o budowie zapór ziemnych i zapór sypanych z ubitych kamieni. Wysokości ich dochodzą np. w Kanadzie do 60 m.

Kanadyjczycy (H-1, 1) budują rurociągi ciśnieniowe także drewniane. Rury drewniane klepkowe stosuje się dla ciśnienia do 30 m i średnic do 5,3 m.

Wart wzmianki jest referat czeski Cabelki (H-2, 4), który opisuje niekorzystne zjawisko zachodzące przy silowniach wodnych przepływowych, umieszczonych obok zapory na rzece Łaba, jeżeli zaporą ustawiona jest w łuku rzeki, a silownia po stronie wewnętrznej łuku. Przez nieodpowiednie ujęcie i doprowadzenie wody do turbin, następują straty energii nie tylko przez zamulanie, ale także przez niemożność równomiernego obciążenia wszystkich np. 3 zespołów, gdyż zespoły zewnętrzne otrzymują mniej wody niż środkowy. Straty energii mogą dochodzić do 10%. Próby przeprowadzone na modelach w Instytucie Hydrologicznym w Pradze dały pewne wskazówki co do budowy takich silowni, a mianowicie umieszczenie silowni możliwie po zewnętrznej stronie łuku, odpowiednio doprowadzenie i odprowadzenie wody, odpowiedni kształt przyczółka zapory po stronie silowni.

Badania laboratoryjne na modelach (H-2, 2 i H-2, 4) doprowadziły do wyjaśnienia wielu zagadnień dotyczących budo-

wy zapory, kształtu przyczółków, kanałów doprowadzających i odprowadzających wodę.

Zakłady zbiornikowe i pompowe omawiane są przede wszystkim przez Włochów i Szwajcara (H-1, 4, H-1, 5, H-2, 5). W ich krajach warunki geograficzne i hydrologiczne zmuszają do budowy takich zakładów. Amerykanie dopiero obecnie wykazują większe zainteresowanie tymi rozwiązaniami (H-1, 3). Dotychczas budowali przeważnie zakłady przepływowe. Według referatów włoskich buduje się zespoły pompowe do 60 000 KM i 1 000 m ciśnienia.

Istnieje tendencja do zmniejszania ilości zespołów w wytwórni, a zwiększania ich mocy. Buduje się duże elektrownie z dwoma zespołami, a nawet z jednym (elektrownia Nantahala). Zmniejsza to koszty inwestycji i eksploatacji, a pewność ruchu gwarantują połączenia sieciowe.

W Ameryce wybudowano 6 silowni typu „otwartego”, bez dachu z osłoniętymi zespołami, o łącznej mocy 594 MW i 7 elektrowni o mocy łącznej 977 MW typu „półotwartego”, przy którym żuraw portalowy zmontowany jest na dachu, a w dachu przewidziane są otwory dla wyciągania rotorów. Przez to obniża się kubaturę i koszt budynku. Konstrukcje takie zastosowano nawet w dość surowym klimacie.

Turbiny

Szereg autorów podkreśla zwiększenie zasięgu stosowania turbin Kaplana i Francisa. Te zasięg określa najlepiej wykres zawarty w referacie Ucellego (H-3, 4). Wg tego wykresu można stosować turbiny Kaplana do 50 m spadku (wg Nehleby H-3, 3 — do 60 m), turbiny Francisa mają zasięg od 25 do 400 m (wg Fismena H-3 1 do 500 m), zaś koła Peltona od 250 m wzwyż. Turbiny Kaplana i Peltona nadają się lepiej do turbin Francisa do zmiennych warunków ruchu, tj. do wahaających się spadków i obciążeń, zaś turbiny Francisa odznaczają się wysoką sprawnością, przekraczającą 90%.

Jako największe zespoły wymienione są: koła Peltona o osi pionowej w elektrowni Bridge River, 62 000 KM, 340 m (Holden H-1, 1, de Luccia i Weaver H-1, 3 oraz Strowger H-2, 2), turbiny Francisa dla Grand Coulee 165 000 KM, turbina Francisa dla elektrowni Nantahala 59 000 KM, 282 m, turbiny Kaplana dla Bonneville 74 000 KM, 21 m spadku i dla elektrowni Mc Mary 111 300 KM, 20 — 28 m spadku.

Autorzy amerykańscy (H-2, 2) i szwajcarscy (H-3, 2) podkreślają badania pracy wielkich zespołów przez próby na modelach w skali zmniejszonej, które mogą być dokonane dla różnych warunków pracy, przy zmiennej wysokości górnego poziomu wody i przy różnych obciążeniach. Przez zastosowanie w osłonie modelu szyb z „plexiglasu” i lamp stroboskopowych, można robić badania nad zjawiskami kawitacji tak, jakby turbina była w bezruchu. Wyniki prób na modelach są tak dokładne, że mogą zastąpić próby gwarancyjne turbiny na miejscu ustawienia, a których przeprowadzenie byłoby często niemożliwe.

Telemetria, sterowanie na odległość i automatyka

Nowoczesne zakłady hydroenergetyczne zaopatrzone są we wszelkie urządzenia telemetryczne hydrauliczne, mechaniczne i elektryczne, podające nie tylko stan pracy zespołu, ale i dane co do przepływu wody, stanu wody w zbiorniku, zbliżania się fali powodziowej, a także sygnalizacje meteorologiczne z terenu zlewni itp. (H-2, 5).

Sterowanie na odległość i automatyka stosowane są coraz częściej. Na automatyczne i zdalne sterowanie przechodzi się przede wszystkim przy mniejszych zakładach, obniżając przez to ich koszt obsługi (Strowger H-2, 2 i Rousselier H-2, 3). Zwłaszcza Rousselier wypowiada się za wciągnięciem małych i średnich elektrowni wodnych do pracy w systemach energetycznych.

Zagadnienie to może być interesujące w warunkach polskich. W Polsce, oprócz kilkunastu zakładów od 1 do 50 MW o ogólnej mocy ok. 150 MW, — istnieje ok. 5 000 silowni wodnych od 50 do 100 kW o ogólnej mocy szacowanej na również ok. 150 MW. Znaczną ich część dałoby się zautomatyzować i połączyć z sieciami.

Streszczenie, dla braku miejsca, z konieczności ograniczyło się tylko do zasygnalizowania zagadnień poruszanych w referatach bez ich szerszego omówienia. Tym spośród fachowców, których interesowałoby dokładniejsze przestudiowanie całości wyjaśniamy, że odpowiednie materiały znajdują się w Ministerstwie Energetyki.

PROF. DR JAN WIERZBICKI

Drogi rozwoju nawodniania deszczownianego

Rzeczony urządzeń dla nawodniania deszczownianego poszedł w paru kierunkach. Gdy przed 40 laty deszczownie systemu Wł. Szczepkowskiego, obejmujące w 1911 r. ok. 2 600 ha w zachodniej Polsce¹⁾, uważane były za doskonałe pod względem technicznym, to już w kilka lat po I wojnie światowej system ten ze względu na liczne wady ustąpił miejsca innym urządzeniom, dogodniejszym i tańszym w użytkowaniu.

W związku z koniecznością nawodniania różnego rodzaju użytków rozwój nawodnień zraszających przyjął różne kierunki. Dla nawodnień upraw warzywniczych i kwiatowych zraszacze wielostrumieniowe wydawały się najodpowiedniejsze. Zraszacze tego rodzaju budowane są w rozmaitych typach, zadowolają się mniejszym ciśnieniem, a stopień rozpylania wody zależy jest od średnicy dyszy i wysokości ciśnienia. Pewną odmianą zraszaczy wielostrumieniowych są zraszacze dla nawodnień w szklarniach, zaopatrzone w dysze na przewodach poziomych $\varnothing$ 26 — 32 mm, ruchomych lub stałych, zależnie od ilości rzędów dysz.

Nawodnianie pól na rozległych równinach ZSRR odbywa się bądź przy zastosowaniu zraszaczy wielostrumieniowych (np. agregat KDU-47 lub DM-40), przeciąganych na wózkach od jednego do następnego hydrantu, bądź też za pomocą zraszaczy wspornikowych (m. in. systemu inż. M. S. Janszyna), zmontowanych na ciągniku i czerpiących wodę bezpośrednio z kanału. Agregat KDU-47 składa się z 4 wózków, każdy o zasięgu 29 m i 15 dyszach ($\varnothing$ 7,6 mm), nawodnia pas gruntu $120 \times 20 = 2 400$ m². Ciśnienia w dyszach: 0,5 atn. Zraszacz systemu inż. Janszyna ma długość obu ramion 110,4 m, a zasięg zraszania 120 m. Prędkość poruszania się ciągnika wynosi 1,3 km/godz. Obydwa wymienione wyżej rodzaje zraszaczy pracują dobrze na równej powierzchni, przy czym zraszacz Janszyna musi rozporządzać wodą w kanale oraz drogą wzdłuż kanału.

Dla nawodniania upraw polnych i paszowisk położonych bądź w terenie pagórkowatym, bądź w równinnym znalazły zastosowanie zraszacze o strumieniu wirującym. Zraszacze tego rodzaju, ze względu na możliwość stosowania w różnych warunkach i dla nawodniania różnych upraw, uległy licznym udoskonaleniom. Zasięg zraszania zawiera się w granicach 17 — 70 m, wyjątkowo więcej; odpowiednio powierzchnia koła zraszanego z jednego stanowiska wynosi od 910 do 15 500 m², a ciśnienie w dyszy zmienia się od 3 do 6 atn. Dla deszczowania gnojownicą lub roztworem obornika krowiego służą specjalne zraszacze pracujące przy ciśnieniu 4 — 5 atn. Inny typ zraszaczy pozwala na ustawienie dyszy pod różnym kątem do prądownicy — dla deszczowania koron drzew owocowych. Są w użyciu zraszacze umożliwiające polew wycinka koła w granicach od 10° do 360°. Dla rozbicia strumienia wytryskującego z dyszy, dla odchylenia jego kierunku, dla ograniczenia zasięgu zraszania, wreszcie dla uzyskania większej równomierności nawodniania używane są różnego rodzaju przegrody w otworze dyszy lub stosowane łopatki do odchylenia strumienia. Poza tym, dla uzyskania większego zasięgu w prądownicach zraszaczy, wstawiane są wiązki rurek, tzw. „równacze strumienia“, które pozwalają o 10 — 15% zwiększyć zasięg.

W Polsce najczęściej stosowane są zraszacze systemu Perrota, Lanningera, rzadziej czeskie Revolt. Zraszacze o strumieniu wirującym stosowane w ZSRR uległy licznym udoskonaleniom. Zraszacze WNIGiM, JuZNIIGiM oraz GruzNIIGiM wydają się odpowiadać wymaganiom technicznym. Wg. Kostiakowa²⁾ zraszacze o strumieniu wirującym nie są pozbawione stron ujemnych i autor ten wymienia następujące wady tego typu:

— Zbyt silny strumień wody oraz duży wymiar kropli mogą wpływać ujemnie na strukturę gleby. Jednak wirowanie strumienia osłabia intensywność polewu i zmniejsza wymionioną wodę.

— Zraszacze o dużym zasięgu wymagają znacznego zużycia energii mechanicznej na 1 ha powierzchni nawodnianej, co

zwiększa wydatki eksploatacyjne w porównaniu ze zraszacami pracującymi przy niskim ciśnieniu.

— Wpływ wiatru działa ujemnie i zmniejsza znacznie wydajność omawianych zraszaczy.

Wymienione przez Kostiakowa wady, przy zastosowaniu właściwych: średnicy dyszy oraz odpowiednio umieszczonej przegrody zasięgu polewu, ciśnienia w dyszy, wreszcie kąta wzniesienia prądownicy zraszacza, mogą być tak znacznie zmniejszone, że praktycznie nie będą wchodzić w rachubę.

Zraszacze o strumieniu wirującym są najbardziej rozpowszechnione. Również deszczownie w Polsce, wprawdzie nie-liczne dotychczas, zaopatrzone są przeważnie w zraszacze tego rodzaju.

Pośród trzech typów deszczowni: stałego, mieszanego i przenośnego, typ przenośny oraz mieszany są najczęściej używane i opierają się na użyciu lekkich przenośnych rur, zaopatrzonych w złącza momentalne. Przeciętna wysokość kosztów zakładowych wymienionych typów deszczowni jest w stosunku jak 4,6:2:1 i deszczownie przenośne, jako najtańsze, są najczęściej stosowane. Koszty eksploatacyjne typu stałego są zazwyczaj najniższe, a w przypadku możliwości korzystania z grawitacyjnego dopływu o dostatecznym ciśnieniu, wysokość kosztów ruchu jest szczególnie niska.

W okresie 15 — 16 marca 1952 r. obradował w Weronie Kongres Międzynarodowy, poświęcony nawodnieniom deszczownianym, przy udziale delegatów 6 państw środkowo-europejskich oraz delegata państwa Izrael³⁾. Ze względu na wysoki stopień udoskonalenia technicznego urządzeń deszczownianych, zagadnienia tego rodzaju zeszły w obradach na plan dalszy, natomiast przedmiotem rozważań były działania zraszania na rośliny, czas zraszania oraz sposób użytkowania urządzeń zraszających.

Przed wszystkim zraszacze o dużym zasięgu, pracujące przy ciśnieniu 10 atn a nawet wyższym, nie są obecnie stosowane. Wprawdzie przy zasięgu 113 m powierzchnia nawodniana z jednego stanowiska wynosi 4,0 ha, to jednak trudności połączone z utrzymaniem wysokiego ciśnienia wody w sieci, mały stopień równomierności zraszania, wreszcie ujemny wpływ nawet lekkiego wiatru na zasięg i gęstość zraszania stały się przyczyną zupełnego zaniechania polewów tego rodzaju.

Obecnie najczęściej są stosowane zraszacze pracujące przy średnim ciśnieniu, a więc ok. 3 atn w dyszy, o zasięgu nie przekraczającym 30 m, co odpowiada zraszaniu 0,28 ha z jednego stanowiska. Gęstość zraszania powinna zawierać się w granicach 2 — 3 mm/godz, tj. 0,033 — 0,05 mm/min. Wobec zazwyczaj stosowanej gęstości zraszania od 0,10 do 0,25 mm/min, gęstość zalecana ostatnio stanowi przeciętnie tylko 23% i odpowiada gęstości deszczu o intensywności sloty trwającej dobę lub dłużej.

Przeciętne zapotrzebowanie wody dla deszczowni nowoczesnych we Włoszech wynosi 0,5 l/sek i ha, a moc instalowana zawiera się w granicach od 0,3 do 1 KM/ha. Spośród ogólnej ilości deszczowni (4 800 urządzeń), obejmujących powierzchnię powyżej 75 000 ha, tj. przeciętnie 15,6 ha na jedną deszczownię, 78% stanowi urządzenia przenośne, korzystające z 6 m przewodów z lekkiego metalu, zaopatrzonych w złącza momentalne.

Większość instalacji deszczownianych, tj. 83,4%, uruchamia na jest za pomocą silników spalinowych (przeważnie silników Diesla), 15% — silnikami elektrycznymi, a 1,6% — grawitacyjnie, dzięki ujęciu wody na wyższym poziomie. Ilość godzin pracy urządzeń deszczownianego wynosi w ciągu roku od 700 do 1000 godzin.

W Palestynie powierzchnia nawodniana za pomocą deszczowania przekracza obecnie 200 000 ha. Wobec ogólnej powierzchni tego kraju wynoszącej 26 158 km², stanowi to 7,6%, a w stosunku do powierzchni użytkowanej rolniczo — 14,6%. Oczywiście miejscowe warunki klimatyczne: niedostateczna wysokość

¹⁾ Wierzbicki J. — Deszczownie w Polsce — „Gospodarka Wodna“ Nr 6/52.

²⁾ Kostiakow A. N. — Osnovy melioracji — Moskwa 1951, str. 171.

³⁾ Solari R. — Un convegno internazionale per l'irrigazione a pioggia a Verona. Vermessung und Kulturtechnik nr 10, Winterthur (Szwajcaria) 1952.

opadów (250 — 680 mm), przy średniej rocznej temperaturze wynoszącej 22,5°, a średniej sierpnia 30,5°, wpłynęły na tak żywiołowy rozwój nawodnienia deszczownianego. Ze względu na tamtejszy klimat, urządzenia deszczowniane są czynne w ciągu 8 — 10 miesięcy w roku. Również i w tym kraju nawodniania prowadzi się przy użyciu zraszaczy pracujących przy ciśnieniu w dyszy 3,0 atn lub nieco niższym. Zasięg zraszania nie przekracza 30 m, gęstość zraszania jest mała (ok. 0,04 mm/min), dzięki czemu unika się rozmywania gleby i ujemnego działania na jej strukturę. Przeprowadzone w Palestynie badania wykazały, że przy stosowaniu zraszaczy o dużym zasięgu (60 — 100 m), około 50% wody użytej dla nawodniania zostaje stracone na parowanie; natomiast przy zasięgu małym (do 30 m), straty te ograniczone zostają do 10 — 15%.

W NRD nawodnianie deszczowniane upowszechnia się z roku na rok. Nowsze urządzenia projektowane są dla powolnego zraszania, ok. 2 mm/godz. (0,033 mm/min), przy zasięgu zraszania 24 — 30 m. Zraszacze o większym zasięgu (50 — 60 m), dające gęstość zraszania ok. 10 mm/godz, stopniowo wychodzą z użycia⁴⁾. W NRD duża część urządzeń deszczownianych użytkowana jest do nawodniania wodami ściekowymi.

Dodatek do wody nawozów mineralnych lub organicznych przy nawodnieniach deszczownianych stosowany jest obecnie na szeroką skalę w wielu krajach, m. in. we Włoszech i Szwajcarii. Gnoj z zwierząt domowych jest mniej więcej dziesięciokrotnie rozcieńczany wodą i deszczowanie tego rodzaju cieczy pozwala jednocześnie wzbogacić glebę w składniki pokarmowe oraz zaopatrzyć ją w wilgoć niezbędną dla rozwoju roślin. Rozcieńczony gnoj jest łatwo wchłaniany przez glebę również

⁴⁾ Koller K., Kostensenkung durch Verwendung von Mittelstrahl (Langsam) — Regner. Wasserwirtschaftstechnik nr 6/51.

w innych okresach roku, a nie tylko w porze tradycyjnego lub jesiennego nawożenia. Wg doświadczeń szwajcarskich i włoskich wartość wielokrotnego nawożenia w połączeniu z deszczowaniem ma być dwukrotnie wyższa niż przy jednorazowym, np. wiosennym nawożeniu, — użytkując tę samą ilość gnoju.

Koszt jednostkowy nowoczesnej deszczowni we Włoszech obniża się znacznie ze wzrostem powierzchni nawodnianej:

Koszt urządzenia zraszającego na 1 ha

Deszczownia obsługująca ha	Koszt jednostek
5	100
40	85
100	65

Jak już nadmieniono, wpływ wiatru jest wysoce ujemny na równomierność i zasięg zraszania. Można zraszanie uzależnić w znacznym stopniu od wpływu wiatru, stosując zraszacze o małym zasięgu, pracujące przy niewysokim ciśnieniu (2 — 3 atn) oraz nastawiając prądownicę zraszacza pod mniejszym kątem do poziomu (25° — 30°, zamiast stosowanego zazwyczaj kąta 45°).

Zapewne projektowana produkcja zraszaczy i przewodów do urządzeń zraszających w Polsce obejmie te rodzaje urządzeń, które wykazały największą sprawność w działaniu i które najlepiej są przystosowane do zmiennych warunków zraszania. Prace doświadczalne wykonane w następnych latach po rozpoczęciu produkcji pozwolą w dalszym ciągu udoskonalać zraszacze oraz przewody wyrabiane w kraju.

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

INZ. KAROL RING

Wpływ lasów i zadrzewień na gospodarkę wodną i erozję

Pasem leśnym nazywamy regularną, długą wstęgę lasu o szerokości od kilku do kilkuset metrów.

Zadrzewieniami nazywamy niezbyt szerokie, nieregularne smugi, kępy i grupy drzew wśród terenów otwartych.

Pas leśny wstrzymuje przyziemne ruchy powietrza, przez co gleba nie ulega wywiewaniu i wysuszaniu przez wiatry. Bardziej nieruchome powietrze między pasami leśnymi jest wilgotniejsze, a więc jałowe parowanie gleby zmniejsza się, natomiast parowanie fizjologiczne (transpiracja) roślin uprawnych jest regularniejsze, ekonomiczniejsze i wydawniejsze. Ujmując syntetycznie to zagadnienie należy stwierdzić, że pasy leśne likwidują ujemne wpływy lasów, jak znaczną transpirację, a zachowują dodatnie: hamowanie prędkości wiatrów, akumulację opadów i uwilgotnianie powietrza.

Dla terenów górskich projektuje się obecnie w Czechosłowacji pasy leśne warstwowe, a więc wstęgi lasów o odpowiednich szerokościach i odstępach, przebiegające po warstwach wzniesienia lub masywu górskiego z tym, że na samym szczycie lub grzbiecie górskim tworzy się czapę zwartego kompleksu leśnego. Rozwiązanie to pozwala na dobre retencjonowanie wód opadowych wewnątrz trzona skalnego góry, aż po sam jej szczyt oraz wybitnie zmniejsza erozję wodną.

Nadmierne wylesienie i lasy świerkowe w naszych górach powodują „wysychanie” masywów górskich, postępujące bardzo szybko. W Karpatach z każdym rokiem rozszerza się obszar bezwartościowych suchych pastwisk górskich pokrytych roślinnością kserofityczną i jałowcami, a potoki górskie w większości w czasie susz wysychają całkowicie. Linia zasięgu stałych źródeł i studzien szybko schodzi w dół. Sztuczne nawadnianie szczytów i zboczy wysychających masywów górskich, projektowane przez niektórych melioratorów w rolnictwie, nie da się w praktyce przeprowadzić na skutek braku stałych źródeł na tych tere-

nach oraz przepuszczalności fliszowych skał podłoża nie dopuszczającej do dłuższego magazynowania wód opadowych w sztucznych zbiornikach podszczytowych. Klasycznym i dobitnym przykładem tego są kosztowne a nieudane próby sztucznego nawadniania pastwisk górskich wykonane w Jaworkach pod Szczawnicą.

Zadrzewienia w terenie otwartym nie wpływają poważnie na magazynowanie podziemne wód opadowych, podniesienie wilgotności powietrza oraz ograniczenie strat na parowanie. Głównym ich celem jest powstrzymanie katastrofalnej erozji na różnego rodzaju stromiznach oraz opanowanie szkód powodziowych w łóżykach (zalewach powodziowych) cieków wodnych.

Problemem bardzo ważnym, a w opinii naszych hydrotechników jeszcze sprzecznym, są zadrzewienia nadwodne w zasięgu zalewu powodziowego.

Bystre wody górskie i podgórskie niszczą, podmywają i rozmywają brzozy. Górski ciek wodny przerzuca nieustannie swe koryto po całej szerokości doliny, niszcząc tereny rolnicze, osiedla i zabudowania oraz szlaki komunikacyjne, a pozostawiając na terenach opuszczonych nieużyteczne szutrowiska. Wszystkie regulacyjne obudowy techniczne, budowane z materiałów martwych, nie wytrzymują dłużej działań atmosferycznych i naporu żywej wody. Regulacja techniczna karpaccich dopływów Wisły pochłonęła w ostatnich 80 latach kilka miliardów złotych i nie dała właściwie rezultatów. Na skutek katastrofalnego spływu powierzchniowego wód opadowych, wzmagającego się wraz z przemianą dawnych lasów mieszanych na obecne czyste świerczyny, górskie powodzie zwyciężyły technikę, pomimo jej postępu. Mimo ogromnych wkładów, stan obudowy technicznej naszych karpaccich wód zmniejsza się i pogarsza z każdym dziesięcioleciem. Zdziczałe wody niszczą ujęcia techniczne dużo.

szybciej niż technika nadąża z nowymi budowlami. Dzisiaj Państwo wydaje na regulację górskich dopływów Wisły ok. 40 milionów rocznie.

Nad potokami i rzekami górskimi corocznie ubywa gruntów rolniczych, a przybyszą nowe setki hektarów nagich szutrowisk. Rozszalałych wód górskich nie mogą ujarzmić kamienie, żelazo i beton. Do walki z nimi musimy użyć bardzo odpornych, żywych i równie dynamicznych drzew, przystosowanych odwiecznie do walki z wodą i w tym kierunku wybitnie wyspecjalizowanych. Obserwacje terenowe wskazują, że skutecznymi pogromcami dzikich wód górskich są: olcha szara, wierzy, topole i jesiony, tworzące naturalne zadrzewienia przywodne w łóżykach cieków górskich, zwane lokalnie „gajkami”. Potok, czy rzeka górska, obustronnie obramowana gajkami, a często nawet pojedynczym szeregiem dużych drzew, nie posiada szerokich, nagich kamieńców, lecz płynie jedną strugą w optymalnie wąskim i głębokim korycie, nie zmieniającym swej trasy.

Zywe drzewo, rozrastające się z każdym rokiem nadziemnie i podziemnie oraz regenerujące się samo po każdym uszkodzeniu, jest w regulacji wód elementem niezrównanym. Trzeba tylko wiedzieć, których drzew, w jakiej formie, jak i gdzie używać.

Do zadrzewień nadwodnych należy używać tylko gatunków:

- nie reagujących na zatopienie systemu korzeniowego i czasowe zatopienie części nadziemnej,
- posiadających głęboki, rozległy i obfity system korzeniowy, dobrze wiążący teren brzegowy oraz nie dopuszczający do łatwego podmycia i wyrwania całego drzewa przez powódź,
- odpornych na uszkodzenia mechaniczne części nadziemnych i podziemnych oraz łatwo i bujnie regenerujących się,
- silnie rozmnażających się generatywnie i wegetatywnie,
- odpowiednio zaklimatyzowanych.

Najsilniejszego elementu biologicznego, jakim jest drzewo, musimy używać do ujęcia szybko płynących i bardzo dzikich wód górskich i wyżynnych. Dla spokojniejszych i spokojnych wód nizinnych wystarczają krzewy, trawy, szuwały i nadwodna roślinność niska.

Dla naszych cieków górskich i podgórskich do zadrzewień w obrębie zalewu powodziowego nadają się następujące gatunki, uszeregowane według wytrzymałości i przydatności: 1) olcha szara, 2) wierzy drzewiaste, 3) topole (czarna, biała i osika), 4) jesion, 5) jawor, 6) wiązy. W niższych położeniach można użyć olchy czarnej, dębu i innych gatunków liściastych. Drzewa iglaste do zadrzewień nadwodnych zasadniczo nie nadają się. Wyjątkowo musimy używać sosny i świerka na jałowych szutrowiskach granitowych np. Białki Tatrzańskiej, gdzie gatunki liściaste nie występują. Sosny i brzozy musimy też używać na przybrzeżnych wyżej wzniesionych, ubogich i suchych wydmach piaszczystych w niższych biegach rzek. Im starsze i większe drzewa, tym lepiej utrzymują brzegi i odporniejsze są na działanie powodzi. Wbrew ogólnym mniemaniom najpotężniejsze drzewa powinny właśnie rosnąć w pobliżu nurtu wodnego, albowiem najenergiczniej i najskuteczniej powstrzymują go i osłabiają.

Potężnie i wszechstronnie zakotwiczony korzeniami w ziemi, gruby pień drzewa stawia wodzie większy i trwalszy opór od najlepiej zabitego pilota tych samych rozmiarów. Potężne drzewo ma jednak swe granice wytrzymałości. Wielka woda potrafi w końcu rozmyć jego podstawę, wyrwać je i unieść na swych falach. Jak trwałość technicznego umocnienia brzegowego lub ujęcia żłobowego uzyskujemy przez łączenie bloków kamiennych lub betonowych w zespół i ciągłą konstrukcję, tak i drzewa nadwodne musimy łączyć w szeregi i układy wielorzędowe, co wielokrotnie ich odporność na ataki wzbierających wód. Przy drobnych ciekach, mających małe wody powodziowe, wystarcza do utrwalenia ich koryta i ochrony brzegów jeden rząd dorosłych drzew, tak gęsto jednak rozmieszczonych, aby poszczególne drzewa, przepłatając się wzajemnie korzeniami, tworzyły nieprzerwany pas umocnionego brzegu. Przy ciekach większych musimy utrzymywać tyle szeregów drzew, aby nurt powodziowy nie mógł zadrzewienia nadwodnego przerwać i obejść, a bardziej aktywny spływ wód powodziowych odbywał się tylko środkowym, niezadrzewionym korytem. Na zewnętrznych łukach cieków muszą być zadrzewienia silniejsze i szersze, a na łukach wewnętrznych mogą być węższe i słabsze.

Jak widzimy, zadrzewienia nadwodne muszą mieć kształt obustronnych, ciągłych szeregów lub smug drzew o różnej i zmiennej szerokości, przystosowanej do wielkości cieków i lokalnych warunków terenowych. W naszych warunkach praktycz-

nych należy zadrzewić wysokopięnną gajką i głęboko korzeniami się drzewami rozległymi, a nieużyteczne i nagie kamienie nadwodne, osypiska i stromizny nadrzeczne oraz ubezpieczyć wąskimi smugami górne krawędzie tarasów nadrzecznych i wysokich brzegów łęgowych. Z zadrzewianiem musimy postępować od terenu jeszcze nie zniszczonego, w kierunku środka łóżyka cieków, albowiem zadrzewienie musi być niejako przyszyte do obszaru jeszcze nie pozbawionego gleby i szaty roślinnej.

Drzewa nadwodne, a specjalnie olcha szara i wierzy, wykazują wielką ekspansję w kierunku zdobywania terenu i rozprzestrzeniania się w stronę wody. W krótkim czasie swymi korzeniami i odrosłami korzeniowymi docierają one do stałe czynnej strugi wody i wrastają w jej koryto. Zadrzewienia w obszarze zalewu powodziowego na zniszczonym, nagim kamieniu automatycznie akumulują coraz głębsze pokłady bardzo urodzajnej gleby. Urodzajne namuły wzmagają żywotność i ekspansywność nadwodnych gajek, które ścisną i zwięźlą koryto. W końcu gajka koryto cieków, będące zarazem jedynym i trwałym szlakiem głównego, szybkiego nurtu powodziowego.

W bardziej ścienionym korycie odbywa się coraz ostrzejsza walka między wodą a drzewami o przestrzeń, teren i glebę. Większe powodzie niszczą przybrzeżne młodsze i słabsze drzewka, a czasem wyrwają nawet drzewo większe, zbyt daleko wysunięte wprzód. W miesiącach i latach bezpowodziowych gajka zdobywa ławą teren, krzepnie i zwięźla koryto. W końcu między wodą a drzewami dochodzi do pewnej ustalonej równowagi.

Szeroka, dorosła gajka olszynowa ma objętość związanego korzeniami bloku brzegowego niewspółmiernie większą od obudowań technicznych, a wyrzynała ogromną, przy tym sama formuje optymalne koryto cieków, sama go i regeneruje swe uszkodzenia, sama wreszcie łąta wyrwy brzegowe po większych katastrofach powodziowych. Złożona raz, kosztem znikomo małym w porównaniu do umocnień technicznych, sama się już trwale odnawia i nie tylko nie pochłania wydatków na utrzymanie oraz konserwację, lecz daje jeszcze dochód w postaci produkcji cennego dziś drewna.

Odbudowa gleby łęgowej w obrębie gajek olszynowych postępuje bardzo szybko. W roku bieżącym nad Łososiną autor spotkał przekrój glebowy odsłonięty przez powódź po wycięciu nadrzecznej gajki olszynowej. Urodzajna łęgowa masa grubości około 150 cm, nagromadzona przez olszynę pokrywała starą kamienną opaskę regulacyjną założoną w okresie międzywojennym. Jest to oczywisty dowód, że 150 cm urodzajnej gleby osadzone zostało w olszynie w okresie nie dłuższym jak tylko 30 lat.

W zadrzewieniach nadwodnych skrajne drzewa przy strudze wody mają korzenie rozwinięte jednostronnie w kierunku brzegowym i często są dość silnie pochylone nad wodą. Władze wodne nakazują ścinać wszystkie pochylone nad wodą drzewa, sądząc, że drzewo takie przy najbliższej wielkiej wodzie runie i spowoduje, gdzieś na szlaku wodnym lub moście, niebezpieczny zator. Są to obawy niesłuszne. W wielorzędowym zadrzewieniu przywodnym drzewa nadwodne zazwyczaj wychylają się nad wodą, lecz nie wskutek podmycia, ale w dążeniu do umieszczenia swej korony w pełnym świetle słonecznym. Te pochylone nad wodą skrajne drzewa są bardzo silnie utwierdzone w brzegu. Ogólna reguła wzrostu i rozwoju korzeni u drzew powoduje, że każdy korzeń silniej obciążony i naciągany rozrasta się specjalnie silnie i daleko. Drzewa pochylone nad wodą, o jednostronnym, naturalnym (nieuszkodzonym) systemie korzeniowym mają swe jednostronne korzenie nadzwyczaj rozległe i silne, rozbudowane w tył i dobrze ukotwiczone na dalekim zapleczu. Drzewo takie o wiele trudniej i rzadziej upada do wody, od drzewa prostego, nagle podmytego przez powódź.

Spotykamy też nad wodami pochylone, pojedyncze, wolno stojące potężne drzewa. O ile to pochylenie jest dawne i powstało gdzieś w młodości drzewa, to drzewo to też nie ulegnie podmyciu, a jeśli nawet wyjątkowo uderzenie wody głęboko rozmyje brzeg, to drzewo takie upadnie lecz nie spłynie z wodą, ponieważ utrzymują je przy brzegu silne i bardzo długie korzenie daleko zakotwiczone.

Niegroźne, dawno pochylone drzewa nadwodne, charakteryzują się szablasytym wygięciem grubego pnia, ponieważ wierchołek wychylonego drzewa dąży zawsze do przybrania pozycji pionowej, co powoduje zawsze łukowaty wzrost strzały.

W zespole drzewa są wielokrotnie wzajemnie posplatane grubymi i silnymi korzeniami z drzewami sąsiednimi. Drzewo rosnące w zespole jest nadzwyczaj trudne do obalenia i uniesienia,

nawet w przypadku zupełnego wypłukania gleby spod korzeni. W takim przypadku drzewo podmyte, zazwyczaj zawisa w powietrzu, wspierając się na systemach korzeniowych swych sąsiadów.

Unoszone górkimi powodziąmi drzewa są z reguły albo płytko ukorzenionymi świerkami, które wraz z rozmokłą glebą zsunęły się do wody ze stromego stoku, albo są to drzewa pojedyncze, które samopas stały w łozysku rzeki lub na terenie kawałka brzegu zerwanego wodą. W obrębie zalewu powodziowego bezwzględnie należy usuwać tylko stare drzewa o prostych pniach, nadwyrężone i pochylone przez ostatnią powódź, bo takie drzewa następna powódź na pewno zwali i uniesie.

Technicy mają obawy, że zadrzewienia nadrzeczne mogą powodować zatory lodowe. Obawa ta na wodach górskich jest niesłuszna. Górskie ciekі płyną prędko i w czasie mrozów mają stosunkowo ciepłą wodę źródłaną. Z tych względów na wodach górskich i wyżynnych nie tworzy się zbyt gruba i trwała skorupa lodowa.

Uderzenia kry kaleczą pnie drzew nadbrzeżnych oraz ścinają ich cieńsze gałęzie i wierzchołki. Górskie olcha szara, wierzby, a nawet jesiony, są jednak tak odporne na mechaniczne uszkodzenia, że coroczne kaleczenie i odzieranie lodami znoszą całkiem dobrze. Skrajny szereg drzew nad większym ciekim będzie miał pnie i korony zdeformowane ciągłymi uszkodzeniami mechanicznymi. Drzewa te będą miały wprawdzie małą wartość handlową, lecz istotnym ich zadaniem jest przecież działanie ochronne, a nie produkcja drewna. Za to pod ich osłoną głębsze szeregi zadrzewienia przywodnego wyprodukują piękny materiał drzewny. Należy przy tym wspomnieć, że produkcja drewna w zadrzewieniach przywodnych jest bardzo duża na skutek dostatku wody i pokarmów dostarczonych wodą.

W przeprowadzaniu wód powodziowych obustronne, ciągle, dostatecznie silne i szerokie pasy zadrzewień działają dużo lepiej jak obwałowania sztuczne, a są niewspółmiernie ekonomiczniejsze, tańsze i trwałe od wałów ziemnych.

W przeciwieństwie do sztucznych wałów, pasy zadrzewień, poza swym pasmem, nie chronią płaskich terenów od zalewu powodziowego. Za ochronnym pasem zadrzewienia ewentualny zalew powodziowy jest jednak raczej łagodną cieką niemal stojącej, mętnej wody, która nie robi szkód mechanicznych, nie zasutrowuje, a po okresowym pobycie pozostawia tylko na terenie warstwę urodzajnego namulę gęłobowego.

W Polsce zadrzewienia nadwodne są nieodzowne dla regulacji i ujęcia dzikich i niebezpiecznych wód górskich i wyżynnych. W pasy zadrzewień powinna być ujęta przede wszystkim sieć wodna górnej Wisły, aż do źródeł i głów potoków włącznie, z wyjątkiem nielicznych już obwałowanych odcinków wodnych. W międzywalu zadrzewień wprowadzać nie można, ponieważ zmniejszają one powierzchnię przekroju swą masą nadziemną i zbyt szybko kolmatują, a przekroje między wałami są ściśle obliczone dla przepuszczania wielkiej wody. Dla umocnienia, można obsadzać tylko niskimi krzewami strome wewnętrzne odкосы wałów, a drzewami ich korony i odкосы zewnętrzne.

Doświadczenia niemieckie i francuskie wykazały, że korzenie drzew, wbrew dotychczasowym sądom, nie zagrażają w praktyce szczelności i trwałości wałów. Nic tak nie uszczelnia i nie utrwała bruków i kamiennych okładzin na stromych skarpach nadwodnych, jak szereg drzew posadzonych na górnej krawędzi obrukowania. Korzenie tych drzew wrastają pod bruk i wypełniają jego szczeliny, nie rozsadzają konstrukcji i nie przesuwają poszczególnych kamieni, lecz są dla nich szczelną, trwałą, elastyczną, samoregenerującą się podkładką i zaprawą łączącą. Bruk opleciony jest od dołu i w szczelinach tylko wypełnionym wołtokiem cienkich korzeni, ponieważ korzenie grube, mogące rozsądzać bruk, nie mają celu i skłonności przebijania i wychodzenia na powierzchnię obrukowania. Trwały, żywy wołtok korzeniowo-głębowy nie podlega podmywaniu i wymywaniu przez wodę, nie tworzy się więc puste przestwory pod kamieniami powodujące ich zapadanie się, zimą woda zaś nie może rozsądzać bruku, zamarzając w jego pustych szczelinach. Elastyczny wołtok korzeniowo-głębowy pozwala się swobodnie kurczyć i rozszerzać poszczególnym płytom, czy kostkom kamiennym na mrozach i upałach.

Sieć wodna górnej Wisły, wliczając w to ciekі najdrobniejsze — aż do głów potoków i wąwozów, ma ok. 100 000 km długości łącznej. Łozyska i strome brzegi tych cieków tak są zniszczone powodziąmi i erozją, że łączny obszar koniecznych zadrzewień przywodnych na tym terenie oblicza się na ok. 50 000 ha.

Koszt założenia zadrzewień nadwodnych jest bardzo niski i na wymienionym obszarze nie powinien przekroczyć globalnej sumy 100 milionów złotych (nie licząc wykupna gruntu). Technicznie można by założyć zadrzewienia te w ciągu najwyżej 10 lat. Drzewa przywodne rosną bardzo szybko, zaczynają pełnić swą funkcję częściowo w pierwszym dziesięcioleciu, gąjki w wieku lat dwadzieścia spełniają większość, a po trzydziestu latach już całość swych zadań. Widzimy więc, że zadrzewienie cieków sieci górnej Wisły leży w naszych możliwościach finansowych i nadążałoby planowanym i koniecznym na tym terenie robotom technicznym, jak:

- stopniowanie cieków dla złamania spadków, ograniczenia szybkości przepływu wód i stworzenia trwałych podwyższonej podstaw erozji,
- budowa zapór i zbiorników retencyjnych dla celów energetycznych, żeglugowych itd.,
- budowy kanałów i śluz dla celów żeglugowych, przemysłowych i melioracyjnych.

Zadrzewienia nadwodne w dorzeczu górnej Wisły mogą wziąć na siebie niemal cały ciężar utrzymania stałych koryt, ubezpieczenia brzegów, powstrzymania erozji i ruchu rumowiska, a więc działy, w których technika jest bardzo kosztowna, nietrwała i w dużym stopniu bezsilna.

W ogólnym rachunku, miliony złotych wydane na zadrzewienia nadwodne i zalesienia wodochłonne muszą przynieść miliardy oszczędności na robotach technicznych.

Współpraca biologii z techniką stworzy pewną naturalną równowagę w obiegu wodnym górnej Wisły i nada całości robot wodnych dużą trwałość, przy bardzo zmniejszonych kosztach wykonania i utrzymania.

Przeciwko omawianym zabiegom występują często rolnicy, albowiem potrzebne dla regulacji obiegu wodnego zalesienia i zadrzewienia muszą pochłoniąć dość duży areal gruntów użytkowanych dzisiaj rolniczo. Te sprzeciwy rolników nie mają uzasadnienia ekonomicznego. Omawiane zalesienia i zadrzewienia w lwiej części objęłyby w terenach górskim i dolinnym wszelakiego rodzaju:

- nieużytki zupełne, jak strome, bezglebowe zbocza, urwiska, oсыpska i nagie kamieńce,
- nieużytki częściowe, jak zdegradowane, suche, niemal bezglebowe, strome pastwiska górskie i problematycznej wartości i trwałości pastwiska na szutrowiskach nadrzecznych,
- rolnicze nieopłacalne grunty wysokogórskie lub bardzo strome.

Wymienione obszary w użytkowaniu rolniczym są deficytowe, a więc w skali krajowej są tylko ciężarem dla rolnictwa. Obszary te po zalesieniu i zadrzewieniu mogą pełnić nie tylko ważną funkcję regulowania stosunków wodnych w kraju, ale, będąc bardzo dobrym i wprost uprzywilejowanym siedliskiem dla drzew, dadzą poważną produkcję drewna.

Niektórzy planiści wysuwają argument, że przy wzroście zaludnienia nawet deficytowe rolnictwo musi być rozwijane jako jedyny i niezastąpiony producent żywności. Tymczasem chemia organiczna już przełamała dotychczasowy monopol żywnościowo rolnictwa. Przemysł chemiczny przeróbki drewna umie dzisiaj produkować na masową skalę fabryczną pełnowartościowe i nadzwyczaj tanie pasze i artykuły spożywcze z drewna i to nawet z odpadków drzewnych, jak trociny, trzaski i drobne gałązki. Za kilkadziesiąt lat bardziej będzie się nam opłacało przerabiać na paszę i środki spożywcze drewno, niż utrzymywać deficytowe rolnictwo na górskich nieużytkach częściowych, a nawet całkowitych i w zniszczonych łożyskach górskich wód.

Ogólnie, na skutek zalesień wodochłonnych i zadrzewień wodochronnych oraz przeciwoerozyjnych, rolnictwo straci pewien areal, lecz tym sposobem pozbędzie się nie tylko nieprodukcyjnego ciężaru, ale zyska w zamian poważną poprawę stosunków wodnych na dużych połaciach gruntów dolnych oraz skuteczną i trwałą ochronę swych gruntów od powodzi, czego techniczna regulacja wód nie jest w stanie obecnie wykonywać w praktyce. W sumie, mimo uszczuplonego obszaru, wzrośnie globalna produkcja rolnicza oraz jej pewność i trwałość.

Wpływ lasów i zadrzewień na krajową gospodarkę wodną i gęłobową jest bardzo duży i korzystny. Zagadnieniem tym, u nas tak mało znanym i często fałszywie ocenianym, trzeba się w obecnej dobie wielkich projektów wodnych zająć równie intensywnie i poważnie, jak technicznymi sposobami i środkami regulacji obiegu wodnego.

MGR PIOTR PAWEŁ DEMIANCZUK

Wzór na parowanie z jezior w pasie równoleżnikowym Nizu Polskiego

W ciągu krótkiego czasu w czasopiśmie „Gospodarka Wodna” ukazał się szereg artykułów na temat parowania z wolnej powierzchni zbiorników wodnych. Świadczy to, że problem ten posiada duże znaczenie w racjonalnym gospodarowaniu zasobami wodnymi. Ponieważ w artykułach zamieszczonych nie podano wzorów, przy pomocy których można obliczyć wielkość wyparowanej wody z jezior polskich, proponuję przyjęcie do obliczeń wzorów podanych przeze mnie. Wzory do obliczenia ilości wody wyparowanej będą słuszne dla jezior leżących w pasie równoleżnikowym od jeziora Gopło do Jeziora Horodyskiego. Obecnie jeziora Czarne i Horodyskie leżą poza granicami kraju, jednakże uwzględniając to, że przed drugą wojną światową Instytut Hydrograficzny prowadził pomiary parowania na tych jeziorach i uzyskał materiał doświadczalny, z którym można porównać wyniki obliczeń, podaję również wzory dla tych jezior polskich.

Parowanie z wolnej powierzchni wodnej jest najintensywniejsze w przedziale dziennym, natomiast w okresie nocy silnie maleje. Wilgotność względna posiada przebieg odwrotny, w nocy osiąga dużą wartość, która w okresie dnia spada do minimum między godziną 14 a 16. Im mniejsza jest wilgotność względna powietrza, tym większy będzie wpływ wiatru na wielkość parowania, dlatego też wpływ ten jest najintensywniejszy w okresie dziennym, zmniejsza się w okresie tzw. zmierzchu cywilnego oraz nawigacyjnego i posiada wpływ minimalny w okresie nocnym. Na tej podstawie dla miesięcy IV, IX, X, XI, bierzemy średnią wartość prędkości wiatru z dwóch terminów: z godziny 7 i 13 średniego czasu miejscowego, a dla miesięcy V, VI, VII, VIII — z trzech terminowych obserwacji, a mianowicie z godziny 7, 13, 21 średniego czasu miejscowego. Zaznacza się, że rozpatrujemy parowanie w okresie od miesiąca IV do XI włącznie.

Mając jednak na uwadze, że nie wszyscy inżynierowie i technicy są zaznajomieni z terminami „zmierzchu cywilny” oraz „nawigacyjny”, przypominamy, że zmierzchem nazywa się ta część doby, w której zachodzi ciągłe przejście od jasnego dziennego światła do zmroku nocy.

Dla celów praktycznych podzielono okres zmierzchu na trzy części: cywilny, nawigacyjny i astronomiczny.

Zmierzchem cywilnym nazywa się okres czasu między momentem zachodu słońca i momentem, kiedy głębokość pograżenia słońca pod horyzontem wynosi 60. W czasie zmierzchu cywilnego można swobodnie czytać gazetę przy oknie.

Zmierzchem nawigacyjnym nazywa się okres czasu, w ciągu którego słońce pograża się pod horyzont w przedziale od 60 do 120. W tym czasie oświetlenie jest niedostateczne dla obserwacji drobnych przedmiotów, natomiast sylwety dużych obiektów oraz bieżących rzek są dobrze widoczne.

Zmierzchem astronomiczny stanowi najbardziej ciemny okres zmierzchu i odpowiada przedziałowi, w którym słońce pograża się pod horyzont od 120 do 180. Oświetlenie zmrokowe w tej fazie jest na tyle słabe, że widzialność praktycznie jest taka sama jak w nocy. Na sklepieniu niebios widoczne jest jeszcze bardzo słabe światło zorzy, które utrudnia astronomom obserwacje jasności słabych gwiazd zmiennych i stąd powstała nazwa tej fazy zmierzchu. W zagadnieniu parowania zmierzchem astronomiczny zaliczamy do okresu nocy. Na tej podstawie w miesiącach IV, IX, X, XI ostatnia obserwacja z godziny 21 średniego czasu miejscowego leży już w przedziale nocnym i dlatego do obliczenia wielkości parowania bierzemy wiatr z dwóch obserwacji.

W miesiącu sierpniu ostatnia obserwacja z godziny 21 leży w przedziale zmierzchu astronomicznego (w pierwszych dniach sierpnia w przedziale zmierzchu nawigacyjnego). Jednakże biorąc pod uwagę, że w miesiącu sierpniu woda w jeziorach posiada wysoką temperaturę np. dla Jeziora Czarne ok. 20,40°C, a więc i parowanie będzie posiadać w tym okresie dużą wartość. Na tej podstawie przy obliczaniu parowania dla miesiąca sierpnia bierzemy średnią miesięczną prędkość wiatru z trzech obserwacji termicznych.

* * *

Wzór¹⁾ który proponuję dla obliczania wielkości parowania z wolnej powierzchni wodnej jest następujący

$$E = (33 + nV) (e_{\max} - e)$$

gdzie: E — ilość wyparowanej wody w mm,
 V — średnia miesięczna prędkość wiatru obliczona wg reguły podanej, z danych pomiarowych na wysokości wiatromierza (10 — 12 m),
 n — liczba całkowita różna dla różnych jezior i zawarta w przedziale od 0 do 7,
 $e_{\max}$ — maksymalna prężność pary wodnej w mm Hg przy danej temperaturze powietrza,
 e — rzeczywista prężność pary wodnej w mm Hg przy danej temperaturze powietrza i wilgotności względnej wyrażonej w procentach $r\%$; wartość tę oblicza się wzorem

$$e = e_{\max} \cdot r\%$$

Różnica $e_{\max} - e$ stanowi średnią wartość niedosytu wilgotności powietrza w miesiącu bez poprawki Oldekopa.

Dla poszczególnych jezior w określonych miesiącach wartość n wynosi:

Dla Jeziora Czarne w okresie lat 1929 — 1934

$n = 7$ dla miesięcy od IV do VIII

$n = 4$ „ „ „ IX „ XI

Dla jeziora Horodyskie w okresie lat 1930 — 1934

$n = 5$ dla miesięcy od IV do VIII oraz XI

$n = 3$ „ „ „ IX „ X

Dla jeziora Gopło w okresie lat 1935 — 1936

$n = 0$ dla miesiąca IX

$n = 1$ „ „ VIII

$n = 2$ „ „ VII

$n = 3$ „ „ VI, X, XI

$n = 4$ „ „ V

$n = 6$ „ „ IV

Warszawa — Mokotów w okresie lat 1930 — 1934

$n = 6$ dla miesięcy IV, V, VI

$n = 5$ „ „ VII, VIII, IX, X, XI

Okresy obliczeń są odniesione do okresów, w których przeprowadzono pomiary parowania.

Obliczenie wielkości parowania w miesiącach od IV do XI, dla Jeziora Czarne podane są w tablicy I.

Zauważymy przy tym, że stacja Piaski, jako stacja czwartego rzędu, nie posiada publikowanych danych pomiarowych odnośnie prędkości wiatru w okresie lat 1929 — 1934. Dla przeliczeń orientacyjnych przyjęto dane odnośnie prędkości wiatru dla Pińska w okresie lat 1929 — 1933 (Dane meteorologiczne z 1934 r. dla Pińska nie zostały opublikowane).

Z tablicy I wynika wyraźnie, że zachodzi dobra zgodność wartości obliczonych parowania z pomiarowymi. Obliczone wartości najbardziej się zbliżają do pomiarowych wartości otrzymanych z ewaporometru Kadela.

Jako następną ilustrację stosowalności proponowanych wzorów obliczymy, jaką one dają wartość parowania w okresie lat 1930 — 1934, dla poszczególnych miesięcy dla jeziora Horodyskiego. Z uwagi na brak danych odnośnie wilgotności względnej dla stacji Horodyskiej w okresie 1930 — 1934, przyjmujemy dla tej stacji wilgotność względną podaną dla stacji Piaski w okresie 1929 — 1934, a na prędkość wiatru przyjęto wartości dla Pińska w okresie 1929 — 1933; będą to tylko wartości orientacyjne dla kontroli stosowalności proponowanych wzorów.

Obliczenie wielkości orientacyjnej parowania dla jeziora Horodyskiego podajemy w tablicy II.

Obliczenia przeprowadzone w tablicy II potwierdzają przydatność proponowanych wzorów dla obliczenia wielkości parowania z jezior polskich.

¹⁾ Teoretyczne uzasadnienie wzoru znajduje się w pracy „Zdolność potencjalna parowania w przedziale wpływu słońca. Cz. 1”. — Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej. Tom III, zesz. 4. Warszawa 1953.

Tablica I. Jezioro Czarne — stacja Piaski. Okres 1929—1934.

Miesiące	Średnia miesięczna temperatura powietrza	Prężność pary wodnej w stanie nasycenia przy temperaturze $t^{\circ}\text{C}$ w mm Hg	Wilgotność względna w procentach	Rzeczywista prężność pary wodnej w mm Hg	Niedosyt wilgotności powietrza w mm Hg	Prędkość wiatru w m/sek.	Czynnik $33 + nV$		Obliczona wielkość parowania w mm	Wartości pomiarowe Ewaporometry		
										Kadel	Bindemann	
											lądowy	pływający
	$t^{\circ}\text{C}$	C_{max}	$r\%$	e	$e_{max}-e$	V	$33+7V$	$33+4V$	E	E_1	E_2	E_3
IV	6,5	7,26	79	5,74	1,52	4,4	63,8	—	97,0	94,9	—	—
V	14,2	12,12	79	9,57	2,55	3,3	56,1	—	143,1	149,8	156,8	141,4
VI	15,7	13,38	79	10,57	2,81	3,0	54,0	—	151,7	154,4	171,4	170,2
VII	18,3	15,77	81	12,77	3,00	3,0	54,0	—	162,0	161,5	169,1	174,5
VIII	17,0	14,53	82	11,91	2,62	2,9	53,3	—	139,6	133,5	140,8	128,1
IX	12,5	10,87	85	9,24	1,63	3,8	—	48,2	78,6	80,8	78,7	70,1
X	8,9	8,55	90	7,69	0,86	4,2	—	49,8	42,8	39,1	43,5	33,1
XI	2,1	5,33	92	4,90	0,43	4,4	—	50,6	21,8	26,7	—	—

Tablica II. Jezioro Horodyszcze — stacja Horodyszcze. Okres 1930—1934.

Miesiące	Średnia miesięczna temperatura powietrza	Prężność pary wodnej w stanie nasycenia przy temperaturze $t^{\circ}\text{C}$ w mm Hg	Wilgotność względna w procentach	Rzeczywista prężność pary wodnej w mm Hg	Niedosyt wilgotności powietrza w mm Hg	Prędkość wiatru w m/sek	Czynnik $33 + nV$		Obliczona wielkość parowania w mm Hg	Wartość pomiar. wa ewaporometr Kadela
*	$t^{\circ}\text{C}$	e_{max}	$r\%$	e	$e_{max}-e$	V	$33+5V$	$33+3V$	E	E_1
IV	7,1	7,56	79	5,97	1,59	4,4	55,0	—	87,5	94,3
V	15,2	12,95	79	10,23	2,72	3,3	49,5	—	134,6	146,2
VI	16,6	14,17	79	11,19	2,98	3,0	48,0	—	143,0	150,7
VII	19,2	16,68	81	13,51	3,17	3,0	48,0	—	152,2	158,2
VIII	17,6	15,09	82	12,37	2,72	2,9	47,5	—	129,2	127,6
IX	12,8	11,08	85	9,42	1,66	3,8	—	44,4	73,7	72,6
X	7,3	7,67	90	6,90	0,77	4,2	—	45,6	35,1	32,9
XI	2,3	5,41	92	4,98	0,43	4,4	55,0	—	23,7	25,4

Tablica III. Jezioro Gopło — stacja Kruszwica.

Rok ↙ ↘ Miesiące	1 9 3 5					1 9 3 6					1935—1936
	Średnia miesięczna temperatura powietrza	Prężność pary wodnej w stanie nasycenia przy temperaturze $t^{\circ}\text{C}$ w mm Hg	Wilgotność względna w procentach	Rzeczywista prężność pary wodnej w mm Hg	Niedosyt wilgotności powietrza w mm Hg	Średnia miesięczna temperatura powietrza	Prężność pary wodnej w stanie nasycenia przy temperaturze $t^{\circ}\text{C}$ w mm Hg	Wilgotność względna w procentach	Rzeczywista prężność pary wodnej w mm Hg	Niedosyt wilgotności powietrza w mm Hg	
—	$t^{\circ}\text{C}$	e_{max}	$r^{\circ}/_{\circ}$	e	$e_{\text{max}}-e$	$t^{\circ}\text{C}$	e_{max}	$r^{\circ}/_{\circ}$	e	$e_{\text{max}}-e$	$(e_{\text{max}}-e)_s$
IV	7,9	7,99	74	5,91	2,08	6,7	7,36	84	6,18	1,18	1,63
V	11,1	9,91	68	6,74	3,17	14,6	12,46	77	9,59	2,87	3,02
VI	19,1	16,58	68	11,27	5,31	17,2	14,72	81	11,92	2,80	4,05
VII	18,0	15,48	69	10,68	4,80	19,9	17,43	78	13,60	3,83	4,32
VIII	18,5	15,97	67	10,70	5,27	16,4	13,99	83	11,61	2,38	3,82
IX	14,6	12,46	75	9,35	3,11	13,0	11,23	brak danych	—	—	3,11
X	9,5	8,90	87	7,74	1,16	5,8	6,92	wartości niepewne	—	—	1,16
XI	3,4	5,85	91	5,32	0,53	3,0	5,68	„	—	—	0,53

Obliczymy obecnie wielkość parowania dla jeziora Gopło w okresie lat 1935 — 1936, przyjmując do obliczeń stację Kruszwica nad Gopłem. W tablicy III podane są wyliczenia niedosytu wilgotności powietrza dla Kruszwy w roku 1935 — 1936 oraz jego wartość średnia w tym okresie.

W myśl przyjętej reguły obliczono średnie prędkości wiatru dla Kruszwy nad Gopłem w okresie 1935 — 1936, które podano w tablicy IV. W tejże tablicy podane są obliczone wartości parowania przy pomocy wzorów proponowanych i wartości pomiarowe, które odnoszą się do stacji Siemionki nad Gopłem.

Tablica IV. Jezioro Gopło — stacja Kruszwica. Okres 1935—1936.

Miesiące	Prędkość wiatru w m/sek	Czynnik	Wartość czynnika	Niedosyt wilgotności powietrza w mm Hg	Obliczona wielkość parowania w mm	Wartość pomiarowa Ewaporometri	
						Kadel	Bindermann
							lądowy
	V	$33+nV$	—	$e_{max}-e$	E	E_1	E_2
IV	3,9	$33+6V$	56,4	1,63	91,9	85,0	—
V	3,5	$33+4V$	47,0	3,02	141,9	147,0	185,7
VI	2,8	$33+3V$	41,4	4,05	167,7	161,3	173,5
VII	3,4	$33+2V$	39,8	4,32	171,9	177,3	194,0
VIII	3,0	$33+V$	36,0	3,82	137,5	126,0	138,5
IX	3,4	33	33,0	3,11	102,6	89,6	111,2
X	4,0	$33+3V$	45,0	1,16	52,2	49,8	63,7
XI	4,3	$33+3V$	45,9	0,53	24,3	20,6	—

Uwaga: Ewaporometr pływający był uruchomiony w latach 1936—1937.

Tablica V. Warszawa — Mokotów. Okres 1930—1934.

Miesiące	Średnia miesięczna temperatura powietrza	Prężność pary wodnej w stanie na- sycenia przy temperaturze $t^{\circ}\text{C}$ w mm Hg	Wilgotność względna powietrza	Rzeczywista prężność pary wodnej w mm Hg	Niedosyt wilgotności powietrza w mm Hg	Prędkość wiatru w m/sek	Czynnik $33+nV$		Obliczona wielkość parowania w mm	Wartości pomiarowe Ewaporom- etr Bindemann lądowy
	$t^{\circ}\text{C}$	e_{max}	$r^0/0$	e	$e_{max}-e$	V	$33+6V$	$33+5V$	E	E_2
IV	7,8	7,91	75	5,93	1,98	3,4	53,4	—	105,7	—
V	14,7	12,54	71	8,90	3,64	2,8	49,8	—	181,3	178,9
VI	16,7	14,26	70	9,98	4,28	2,5	48,0	—	205,4	202,8
VII	19,1	16,58	73	12,10	4,48	2,7	—	45,5	203,8	206,5
VIII	17,5	15,00	77	11,55	3,45	2,4	—	45,0	155,3	161,1
IX	13,7	11,76	80	9,41	2,35	2,8	—	47,0	110,5	107,5
X	8,7	8,44	85	7,17	1,27	3,0	—	48,0	61,0	60,3
XI	3,3	5,81	88	5,11	0,70	3,6	—	51,0	35,7	—

Z tablicy IV widoczne jest, że wzory podane mogą mieć praktyczne zastosowanie do obliczeń wartości parowania w poszczególnych miesiącach.

Uwzględniając, że w roku 1930 — 1934 robiono pomiary parowania na stacji Warszawa — Mokotów, przeprowadzimy obliczenia w tymże okresie dla Warszawy za pomocą proponowanego wzoru, w którym

$n = 6$ dla miesięcy IV, V, VI, oraz

$n = 7$ dla miesięcy VII, VIII, IX, X, XI.

Obliczenia podajemy w tablicy V, zaznaczając, że prędkości wiatrów dla poszczególnych miesięcy w okresie lat 1930 — 1934 obliczono wg podanej reguły.

Porównanie wartości obliczonych z wartościami pomiarowymi, otrzymanymi z ewaporometru Bindemanna lądowego, potwierdza przydatność proponowanego wzoru do obliczenia wielkości parowania z wolnej powierzchni wodnej.

DR INŻ. JULIAN LAMBOR

Obliczenie prawdopodobieństwa pojawiania się deszczów nawaalnych w Polsce

Zagadnienie częstotliwości występowania deszczów o dużym natężeniu na naszych ziemiach ma zasadnicze znaczenie w różnych obliczeniach hydrotechnicznych. Szczególnie wyraźnie występuje to zagadnienie przy obliczaniu sieci kanalizacyjnej opad jaki może się pojawić, albo jaki dotychczas był zanotowany, byłoby zbyt dużym przeinwestowaniem. W innych znowu przypadkach, jak np. przy obliczaniu mostów kolejowych, będzie chodziło o deszcze trafiające się raz na 200 lat i rzadziej.

Pomimo oczywistej konieczności rozwiązania tego zagadnienia dla potrzeb praktyki inżynierskiej, nie mamy dotąd formuł, które podawałyby związek pomiędzy natężeniem deszczu (I), czasem jego trwania (t) i prawdopodobieństwem pojawiania się (μ). Przyczyną tego był brak dostatecznego materiału, pozwalającego na wyprowadzenie tych formuł.

Dla określenia związku pomiędzy natężeniem opadu a czasem jego trwania musimy posługiwać się obserwacjami samopisowymi (pluviografami), które pozwalają określić wartości minutowe opadu. Szczególnie jest to konieczne przy deszczach nawaalnych krótkotrwałych.

Zwykle na stacjach opadowych mamy obserwacje dobowe. Deszcz, który rozpoczął padać np. godzinę przed obserwacją i skończył padać godzinę po obserwacji, jest notowany jako dwudobowy, mimo, że czas jego trwania wynosił tylko 2 godziny.

Im większe natężenie deszczu, tym krótszy jego czas trwania. Ale deszcze o wysokim natężeniu trafiają się rzadko. Częściej natomiast zdarzają się deszcze o mniejszym natężeniu i to tym częściej, im mniejsze jest natężenie odpowiadające danemu czasowi trwania. Zachodzi więc konieczność określenia prawdopodobieństwa pojawiania się deszczu o określonym natężeniu i określonym czasie trwania w danym przedziale czasu.

Dla obliczenia związku pomiędzy czasem trwania, natężeniem i prawdopodobieństwem pojawiania się deszczu potrzebujemy obserwacji jeszcze bardziej dokładnych. Dla obliczenia prawdopodobieństwa w pewnym przedziale czasu musimy dysponować serią kilkudziesięciu lat homogenicznych obserwacji minutowych, a więc pluwiograficznych, co w naszych warunkach częstych zniszczeń wojennych jest prawie nieosiągalne. Z tego właśnie względu wypracowanie formuł na prawdopodobieństwo pojawiania się deszczów nawalnych jest zagadnieniem skomplikowanym.

Samopisy zostały wprowadzone u nas zaledwie przed kilkudziesięciu laty na nielicznych tylko stacjach. Najdłuższy ciąg obserwacji minutowych mają stacje Kraków, Warszawa, Zakopane, Rabka, Blonie, Hala Gąsienicowa, Skarżysko Kamienna i Kasprowy Wierch. Okres obserwacji na tych stacjach waha się od 40 lat do 8 lat. To już pozwala na wyprowadzenie koniecznych wniosków, ale w miarę narastającego materiału obserwacyjnego należy ustalone stąd związki ciągle poprawiać.

Jeżeli weźmiemy pod uwagę obserwacje opadów dobowych i parodobowych, to materiał jakim tu dysponujemy jest znacznie bogatszy, bo przekracza niejednokrotnie 50 lat. Wyprowadzone na podstawie tego materiału formuły na prawdopodobieństwo pojawiania się deszczów w funkcji natężenia i czasu trwania mają postać następującą:

$$I = \frac{(38 - 12 \lg p) \cdot H^{0.28}}{(t + c)^n} + d$$

$$\text{gdzie: } c = \frac{1}{1000} (20,92 \cdot H \cdot p^{0.945} - 0,15 p - 2,0)$$

$$d = \frac{1}{1000} (47,3 - 0,023 p)$$

$$n = 0,779 - 0,164 H$$

Oznaczenia:

I — natężenie deszczu wyrażone w mm/godz. Jest to maksymalne średnie natężenie dla danego czasu trwania t i natężeniu I lub większym, wyrażone w procentach, t — czas trwania opadu wyrażony w godzinach, H — średni roczny opad wyrażony w metrach dla danej miejscowości,

p — prawdopodobieństwo pojawiania się deszczu o czasie trwania t i natężeniu I lub większym, wyrażone w procentach. Liczba p wskazuje zarazem deszcz jaki może trafić się w okresie 100 lat, czyli jest to stokrotna wartość ułamka, którego licznikiem jest ilość pojawów a mianownikiem ilość lat obserwacji. Np. prawdopodobieństwo deszczu pojawiającego się raz na 100 lat wynosi $p = 1\%$, deszczu pojawiającego się raz na 20 lat $p = 5\%$, zaś deszczu pojawiającego się 3 razy w ciągu 50 lat $p = \frac{3}{50} \cdot 100 = 6\%$.

Do obliczenia tych formuł zarejestrowano wszystkie obserwacje na najważniejszych stacjach, które dają następujące ilości obserwacji deszczów o dużym natężeniu:

wartości minutowych (samopisy)	2138 deszczów
„ godzinowych i dobowych	7836 „
„ miesięcznych sum	3838 „

razem 13812 deszczów

z czego przeszło połowa została użyta do obliczenia formuł.

Częstotliwość deszczów nawalnych przybiera różne wartości zależnie od rejonów klimatycznych. Z przeprowadzonej analizy częstotliwości w różnych obszarach Polski okazało się, że rejonizacja jest dobrze scharakteryzowana wysokością rocznej sumy opadów. Dlatego właśnie formuły te są uzależnione od rocznej sumy opadów i mają zastosowanie na całym obszarze Polski, aż do wysokości 1500 m. n. p. m.

Dzięki temu, że stacje te są rozłożone na całym terytorium Polski, a ponadto dlatego, że jak się okazało w trakcie obliczeń, w przebiegu częstotliwości panuje wielka harmonia, w porównaniu różnych stacji, otrzymane wyniki można uważać za dostatecznie pewne i umożliwiające uogólnienie formuł.

Przedział czasu w jakim wzory te mają ważność jest dość szeroki, albowiem rozciąga się w granicach od 1 minuty do jednego miesiąca.

Blizsze szczegóły odnośnie tych wyników były podane w czasopiśmie Polskiej Akademii Nauk „Acta Geophysica Polonica” vol I, nr 3—4/1953 w artykule autora pt. „Maksymalne natężenie deszczów o określonym prawdopodobieństwie pojawiania się na terytorium Polski”. W najbliższym czasie zostaną opublikowane dla tych formuł odpowiednie tablice i wykresy oraz cały materiał statystyczny, który był podstawą do obliczenia wymienionych wyżej wzorów.

INŻ. WITOLD CHRAMIEC

Podstawy założeń wodno-gospodarczych ujęcia wody w Goczałkowicach dla celów przemysłowych

Pierwszy bilans wodny na obszarze przemysłowym Górnego Śląska opracowany był w 1949 r. przez specjalną komisję rzeczoznawców. Następne szczegółowe zestawienia sporządzane przez pełnomocnika do spraw gospodarki pitnej i przemysłowej potwierdziły wyniki pierwszego bilansu. Zestawienia te podają zapotrzebowanie wody wodociągowej przez ludność i przemysł na okres roku 1970.

Zapotrzebowanie ludności obliczono opierając się na planie zagospodarowania przestrzennego Górnośląskiego Obszaru Przemysłowego (w skróceniu GOP) przy dokładnej analizie planowanego rozwoju poszczególnych miejscowości i przy stosowaniu różnego stopnia zużycia wody, przy czym wzorowano się na normach radzieckich. Średnie zużycie wahało się od 50 do 225 l/gł./dobę, co zależało od ilości budynków przyłączonych do sieci, od stopnia wyposażenia w urządzenia sanitarne i od okresu, dla którego liczone zużycie wody.

Zapotrzebowanie przemysłu ustalono na podstawie ankiet, które były następnie sprawdzone i uzgodnione na specjalnych konferencjach z przemysłem.

Jeżeli zatem chodzi o zapotrzebowanie wody „wodociągowej”, można powiedzieć, że mamy cyfry określone dość dokładnie. Przez wodę „wodociagową” należy rozumieć wodę pitną dostarczaną do istniejącej sieci wodociągowej poszczególnych miast i gmin dla potrzeb ludności i drobnego przemysłu oraz wodę przemysłową, którą zakłady przemysłowe pobierają względnie chcą pobierać z państwowej sieci wodociągowej, gdyż nie mają możliwości innego sposobu pokrycia swego zapotrzebowania.

Jest to charakterystyczne dla GOP, że najważniejsze zakłady przemysłowe są skupione na samym wododziale między Wisłą i Odrą. Ongiś małe rzeczki Rawa i Bytomka są dziś odbiornikami ścieków fabrycznych i dawno zatraciły charakter rzek. Dzisiaj ani Rawa ani Bytomka nie posiadają swych źródeł. Pierwsza bierze początek pod Chorzowem z odpływow kopalnianych i mijając Stalinogród i Szopienice wpada do Brynicy powyżej Mysłowic (zlewnia Wisły). Druga bierze początek pod Bytomiem i mijając Bobrek wpada w Głiwicach do Kłodnicy (zlewnia Odry).

Brak wody zmusza poszczególne zakłady do tego, że ścieki płynące w tych rzeczkach są kolejno przerobione przez zakłady niżej położone. Ten stan rzeczy należy uznać za normalny i jeżeli chodzi o właściwą gospodarkę wodną za nieekonomiczny. Ponadto ilość wód płynących w Rawie i Bytomie jest o wiele za mała dla pokrycia zapotrzebowania zakładów leżących w obszarze tych rzek. Inne rzeki płynące na terenie GOP jak Czarna Przemsza, Brynica, Kłodnica są również w pełni przez przemysł wykorzystywane. Prowadzą one wody silnie zanieczyszczone i w ilościach za małych, aby można było na nich zakładać nowe ujęcia.

W tych warunkach jest rzeczą zrozumiałą, że zakłady przemysłowe, które mają się rozbudować i zwiększyć swą produkcję, muszą otrzymać dla swych celów wodę z zewnątrz. Zakłady te, nie mając innych możliwości, zgłaszają zapotrzebowanie na wodę „wodociągową”. Dzisiaj Wojewódzkie Przedsiębiorstwa Wodociągowo-Kanalizacyjne dostarczają do sieci śląskiej wodę dla potrzeb ludności i przemysłu.

Procentowo ludność pobiera około 35%, resztę przemysł. W planowanym zapotrzebowaniu wody aż do r. 1970 udział procentowy przemysłu utrzymuje się na tym samym poziomie. Sumaryczne zapotrzebowanie wody wodociągowej w stosunku do obecnego zużycia wzrasta w r. 1970 aż trzykrotnie, przy czym zapotrzebowanie ludności wyniesie w przybliżeniu tyle ile obecnie zużywa ludność i przemysł razem wzięte. Z powyższego procentowego zestawienia wynika, że wszystkie istniejące wodociągi pokryją zapotrzebowanie ludności, a nowe wodociągi będą miały za zadanie zaspokoić potrzeby przemysłu.

Zadanie to ma spełnić w pierwszym rzędzie wodociąg goczalkowicki. Budowa wodociągu w Goczalkowicach przewidziana jest etapami. Na koniec obecnej 6-latki powinien być zakończony I etap budowy. Po uruchomieniu I etapu zdolność produkcyjna Wojewódzkich Przedsiębiorstw Wodociągowo-Kanalizacyjnych wzrośnie o 50%, a po II etapie rozbudowy zdolność produkcyjna wodociągu w Goczalkowicach wyniesie tyle, ile dają dziś wszystkie razem wzięte wodociągi, należące do WPKW.

Z tych liczb porównawczych widać, jak wielkie znaczenie gospodarcze dla GOP posiada wodociąg goczalkowicki. Powstaje pytanie, w jakim stopniu zbiornik goczalkowicki spełni zadanie, jakie się na niego nakłada. Otóż zbiornik goczalkowicki ma pojemność odpowiadającą połowie średniego rocznego odpływu Wisły i daje wieloletni wyrównany odpływ, który gwarantuje pobór wody w ilościach przewidzianych dla I i II etapu rozbudowy. Obliczenia wyrównanego odpływu opierają się na obserwacjach 20-letnich i były dodatkowo sprawdzone przez PIHM. Aby móc pobierać większe ilości wody, trzeba będzie uporządkować zlewnię górnej Wisły i pobudować na jej dopływach dalsze zbiorniki retencyjne.

Zbiornik goczalkowicki jest jednak płytkim zbiornikiem. W zeszycie nr 7/51 czasopisma Gaz, Woda i Technika Sanitarna ukazał się artykuł inż. Wintera, opisujący sposób klasyfikacji zbiorników dla celów wodociagowych wg metody G. I. Dologowa. Wg tej metody nasz zbiornik pod względem powierzchniowym należy do typu I, tj. ma korzystne warunki eksploatacji, natomiast pod względem stosunku objętości w strefie przwbrzeżnej i głębokiej należy do typu II/III, tzn. że przydatność jego do celów wodociagowych jest ograniczona. Dodatkowo trudności eksploatacyjne powstaną z powodu znacznych różnic poziomów wody (do 6 m) w zbiorniku podczas okresów suchych i mokrych.

Jak wynika z powyższego wodociąg goczalkowicki po II etapie pokryje tylko 2/3 zapotrzebowania przy czym trudności eksploatacyjne mogą być poważne. Z tego powodu jest rzeczą słuszną, że już obecnie w planie długofalowym przewiduje się budowę wodociągu z Soly z wykorzystaniem istniejącego zbiornika w Porąbce. Zbiorniki te leżą w górach i będą mieć o wiele korzystniejsze warunki eksploatacyjne dla celów wodociagowych. To krótkie przedstawienie zagadnienia daje orientację jak ważną i nieodzowną rzeczą jest dla gospodarki narodowej opracowanie ogólnych planów długofalowych.

Uwzględniając te niezbyt korzystne warunki zbiornika goczalkowickiego, wydawałoby się na pierwszy rzut oka, że najwłaściwszym rozwiązaniem byłoby pozostawienie obecnej sieci z istniejącymi ujęciami wody pitnej dla potrzeb ludności (i drobnego przemysłu), a dla ciężkiego przemysłu przeznaczyć wodociąg goczalkowicki, który dostarczałby wodę przemysłową.

Tymczasem tak nie jest.

Rozpatrzmy najpierw alternatywę, że ludność i przemysł otrzymają jednakową wodę „pitną” ze wspólnej sieci wodociągowej. Przy tej alternatywie założenia są jasne i ustalone. Wiadomo, jakim warunkom fizycznym, chemicznym i biologicznym ma taka woda odpowiadać i jak należy ją oczyszczać. Nie ma niebezpieczeństwa zarastania i zamulania dalekobieżnych rurociągów, które to zagadnienie powstaje przy wodzie niedostatecznie oczyszczanej.

Doprowadzenie wody z Goczalkowic do wspólnej sieci umożliwia współpracę wszystkich wodociągów i zwiększa poważnie pewność dostawy. Jest to moment b. ważny wobec niebezpieczeństwa uszkodzeń głównych rurociągów doprowadzających wodę z poszczególnych ujęć. Niebezpieczeństwo to jest poważne. Wskutek odbudowy górniczej prawie cały teren GOP jest ruchomy. Obniżenia terenu dochodzą do 8 m i więcej.

Wspólna woda wodociągowa dla ludności i przemysłu umożliwia w centrum sieci wodociągowej założenie pierścienia, łączącego główne rurociągi poszczególnych ujęć. Dzięki temu pierścieniowi nie tylko zwiększa się pewność dostawy, ale równocześnie wykorzystuje się istniejącą sieć do dostawy dwukrotnie większych ilości wody. Istniejąca sieć otrzymuje wodę z ujęć położonych na obwodzie GOP i tymi drogami od zewnątrz do środka więcej wody dostarczyć nie można, gdyż sieć jest przeciążona. Jeżeli jednak doprowadzi się dodatkowe ilości wody od środka, wówczas możliwości dostawy wody zwiększają się dwukrotnie.

Przy wspólnej wodzie wodociągowej dla ludności i przemysłu jest rzeczą możliwą ograniczyć rozbudowę sieci do minimum. Przy wspólnej sieci będzie można przy niewielkich wkładach dostarczyć wodę wodociągową tym zakładom, które wprowadzą należytą gospodarkę wodną i obiegi zamknięte. Odpada jednak konieczność żądania od wszystkich zakładów, aby już dziś dały obowiązuje odpowiedzi, ile wody będą potrzebować i jakiej jakości.

Dla dania odpowiedzi na to pytanie, potrzebne są dyrektywy, jakim warunkom ma odpowiadać gospodarka wodna na zakładach przemysłowych pobierających wodę wodociągową oraz potrzebne są plany odpowiedniej przebudowy zakładów.

Przejdźmy obecnie do omówienia II alternatywy.

Przy rozdzielczej sieci dla wody pitnej i przemysłowej nie wiemy:

- ile wody wodociągowej „przemysłowej” potrzebuje przemysł,
- ile wody „pitnej” trzeba będzie dostarczyć przemysłowi,
- jaka ma być jakość wody „przemysłowej” jeżeli chodzi o potrzeby przemysłu,
- jaka ma być jakość tej wody, jeżeli chodzi o zarastanie i zamulanie rurociągów,
- jaka będzie potrzebna sieć dla rozprowadzenia wody przemysłowej,
- jak rozwiązać zagadnienie pewności dostawy wody, przy odrębnych wodociągach wody pitnej i przemysłowej.

Rozdział wody pitnej i przemysłowej ma nie tylko złe ale i swoje dobre strony, a mianowicie:

- istniejące wodociągi dostarczają wodę o różnej twardości od 80 do 200 niemieckich. Wodociąg goczalkowicki dostarczy wodę o twardości około 50, w tym stała 20, węglanowa 30. Niewątpliwie woda bardziej miękka będzie dla przemysłu lepsza;
- jak już zaznaczono zbiornik w Goczalkowicach jest zbiornikiem płytkim i eksploatacja jego dla celów wody pitnej natrafi na poważne trudności, które się zmniejszają, jeżeli się przyjmie, że będzie pobierana woda tylko dla celów przemysłowych.

Przed wyciągnięciem wniosków należy jeszcze rozpatrzyć koszty dostawy z Goczalkowic wody pitnej i przemysłowej. Dla wody pitnej wraz z amortyzacją kapitału inwestycyjnego koszty te wynoszą 0,23 zł/m³. Dla wody przemysłowej brak dokumentacji, trzeba zatem przyjąć pewne założenia. Przyjmując, że wystarczy oczyszczać wodę przemysłową na filtrach żwirowych (a zatem odpada koagulacja i osadniki, które są przewidziane dla wody pitnej) i że sieć rozprowadzająca dla wody przemysłowej nie będzie droższa, niż dla wody pitnej (co jest jednak mało prawdopodobne), koszty dostawy wody przemysłowej wypadają 0,18 zł/m³. Jeżeli chodzi o koszty inwestycyjne, maleją one dla wody przemysłowej o niecałe 8% (pod warunkiem, że koszt rozbudowy sieci dla obu wód będzie jednakowy).

W n i o s k i

- Dla pokrycia zapotrzebowania wody dla ludności i przemysłu na obszarze GOP budowa wodociągu z Goczałkowic jest inwestycją konieczną i pilną.
- Sprawa rozdziału wód wodociągowych na wodę pitną i przemysłową wymaga studiów i badań. Po przeprowadzeniu tych studiów będzie dopiero można ustalić wytyczne do założeń projektowych rozbudowy sieci.
- Decyzja, czy rozdział wód wodociągowych na pitną i przemysłową jest pomysłem racjonalnym i ekonomicznym, będzie mogła być powzięta dopiero po opracowaniu projektów wstępnych rozbudowy sieci dla obu alternatyw (wspólna sieć i rozdzielona sieć).
- Zakłady przemysłowe korzystające z wody wodociągowej dla celów przemysłowych powinny być zobowiązane do postawienia gospodarki wodnej na właściwym poziomie (wprowadzenie obiegów zamkniętych z określeniem, w jakim procen-

cie powinna nastąpić regeneracja wody). Przez wprowadzenie tego obowiązku uzyska się znaczne oszczędności w zużyciu wody wodociągowej na cele przemysłowe.

- Wprowadzenie tej zasady jest konieczne, jeżeli się zważy, że:
 - GOP jest terenem pod względem wody wybitnie deficytowym,
 - tylko mały procent zakładów przemysłowych ma zaprowadzoną gospodarkę wodną na właściwym poziomie, wskutek czego istnieje dziś marnotrawstwo wody wodociągowej,
 - doprowadzenie brakujących ilości wody wodociągowej jest inwestycją b. kosztowną.

Inż. Herniczek wykazuje, że w 3 podstawowych gałęziach przemysłu (produkcja stali, koksu i energii elektrycznej), można zmniejszyć zapotrzebowanie wody o połowę, jeżeli wprowadzi się nowoczesne urządzenia pozwalające podwyższyć procent regeneracji wody w obiegach zamkniętych. Ponieważ u nas tylko część zakładów posiada obiegi, możliwości zaoszczędzenia wody wodociągowej są b. wielkie.

INŻ. WŁADYSŁAW JANKOWSKI

Obliczanie pali, palisad i ścianek szczelnych, wbitych pionowo w grunt o różnorodnym uwarstwieniu, na obciążenie siłami poziomymi

(dokończenie)

Ponieważ podstawę do obliczenia sił oporu ziemi we wszystkich trzech przypadkach stanowią wykresy, rozpatrzmy jakby ewentualnie przedstawiały się te wykresy, gdybyśmy przy wbijaniu pali mieli do czynienia z dwiema warstwami gruntu charakteryzującymi się:

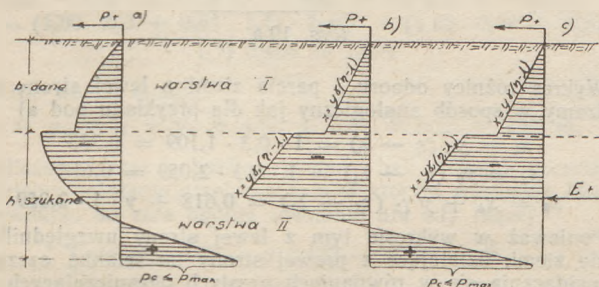
I warstwa — γ — η — λ

II „ — γ_1 — η_1 — λ_1

przy czym $\gamma_1 > \gamma$ $\eta_1 > \eta$

Naziem płaski, w poziomie.

Wygląd wykresów parcia przedstawiałyby się prawdopodobnie dla omówionych wyżej sposobów jak na rys. 16.



Rys. 16

$$p_{max} = (\gamma b + \gamma_1 h) (\eta_1 - \lambda_1) \quad [84]$$

podobnie jak dla gruntu jednorodnego.

Z wykresów widać, że dla obliczenia pola należałoby obliczyć według sposobu I powierzchnie: dwóch odcinków paraboli i trójkąta, według sposobu II: powierzchnie trzech trójkątów i trapezu, według sposobu III: powierzchnię trójkąta i trapezu.

Wynika stąd jasno, że obliczenia wg sposobu III dla dwóch warstw są najprostsze, a ponieważ wyniki ich niewiele się różnią od wyników uzyskanych przy pomocy innych sposobów i można je korygować przez stosowanie mnożników, najwygodniej i najpraktyczniej będzie w przypadkach występowania różnorodnie uwarstwowionego gruntu właśnie ten sposób stosować.

Przy zmianie schematu obciążeń pali i ścianek zmieniają się również i kształty wykresów. Dla lepszego przedstawienia sposobu sporządzenia wykresów i obliczenia wymiarów pali i ścianek podaje się poniżej kilka schematów obciążeń pali i ścianek, stanowiących składową część drewnianych budowli wodnych.

a) Obliczyć potrzebną głębokość wbicia pionowego pala drewnianego śr. — 0,35 m, obciążonego siłą poziomą $P = 2 T$,

ramię przyłożenia siły $a = 0,10 m$. W podłożu występuje od 0 do 2,0 m torf nizinny średnio zapiaszczony:

$$\gamma = 0,5 T/m^3, \quad \psi = 20^\circ \quad \eta = 2,039,$$

$$\lambda = 0,490, \quad \eta - \lambda = 1,549.$$

Poniżej warstwy torfowej występuje piasek średnioziarnisty zwarty.

$$\gamma_1 = 1,10 T/m^3, \quad \psi_1 = 34^\circ, \quad \eta_1 = 3,535, \quad \lambda_1 = 0,282,$$

$$\eta_1 - \lambda_1 = 3,253.$$

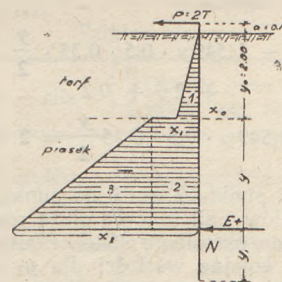
Poziom wody gruntowej równo z terenem. Sporządzamy wykres różnicy oporu i parcia ziemi.

$$x_0 = y_0 \gamma (\eta - \lambda) = 2 \cdot 0,5 \cdot 1,549 = 1,549;$$

$$x_1 = y_0 \gamma (\eta_1 - \lambda_1) = 2 \cdot 0,5 \cdot 3,253 = 3,253;$$

$$x_2 = x_1 + y \gamma_1 (\eta_1 - \lambda_1) = 2 \cdot 0,5 \cdot 3,253 + y \cdot 1,100 \cdot 3,253 = 3,253 + y \cdot 3,578.$$

Powierzchnia wykresu pomnożona przez średnicę pala 0,35 m daje wielkość całkowitego oporu ziemi. Dla ułatwienia rachunku dzielimy powierzchnię na trzy części oznaczone 1, 2, 3 (rys. 17)



Rys. 17

i zestawiamy w formie tablicy (tabl. I) poszczególne powierzchnie (część siły oporu ziemi), ramiona momentów tych sił względem punktu N i momenty tych sił względem punktu N.

Przyjmujemy, że zwrot sił P i E jest dodatni, zwrot wypadkowej i cząstkowych sił oporu ziemi ujemny.

Zestawiamy równania równowagi:

$$\Sigma \text{ sił} = 2 - 0,542 - 1,138 y - 0,626 y^2 + E = 0;$$

$$0,626 y^2 + 1,138 y - 1,458 - E = 0$$

Tablica I

Nr	Powierzchnia 0,35 = siła	Ramię wzgl. pkt. N	Moment wg pkt. N
1.	$\frac{1,549 \cdot 2,00}{2} \cdot 0,35 = 0,542$	$\frac{2,00}{3} + y$	$0,361 + 0,532y$
2.	$3,253 \cdot y \cdot 0,35 = 1,138 y$	$y/2$	$0,569 y^2$
3.	$3,578 y \cdot \frac{y}{2} \cdot 0,35 = 0,626 y^2$	$y/3$	$0,209 y^3$

$$\Sigma \text{ mon. wzg. punktu } N = 2(2,10 + y) - 0,361 - 0,542 y - 0,569 y^2 - 0,209 y^3 = 0;$$

$$-0,209 y^3 - 0,569 y^2 + 1,458 y + 3,839 = 0;$$

$$y^3 + 2,722 y^2 - 6,976 y - 18,373 = 0$$

stąd $y = 2,62$ m. Podstawiając tę wartość w równanie równowagi sił, znajdujemy wartość E .

$$2,62^2 \cdot 0,626 + 2,62 \cdot 1,138 - 1,458 - E = 0$$

$$E = 5,821 \text{ T} \quad E = y_1 p_{cd}$$

w danym przypadku $p_c \leq p_{max} = (y_0 \gamma + y \gamma_1) (\eta_1 - \lambda_1)$;

$$p_{max} = (2,00 \cdot 0,5 + 2,62 \cdot 1,1) (3,535 - 0,282) = 12,628$$

$$y = \frac{5,821}{12,628 \cdot 0,35} = 1,31 \text{ m}$$

Głębokość wbicia $h = y_c + y + y_1 = 2,00 + 2,62 + 3,31 = 5,93$ m, a po skorygowaniu $5,93 \cdot 0,91^* = 5,40$ m.

Sprawdzamy teraz czy pał o przejętej średnicy 0,35 m będzie dostatecznie wytrzymały.

Dla znalezienia przekroju pała, w którym występuje M_{max} , musimy równanie ogólne na siłę tnącą względem dowolnego przekroju, lub zróżniczkowane równanie ogólne dla dowolnego przekroju, przyrównać do zera.

Z równania równowagi sił po odrzuceniu siły E , otrzymamy równanie ogólne na siłę tnącą

$$0,626 y^2 + 1,138 y - 1,458 = T,$$

a po przyrównaniu go do zera, otrzymamy $y = 0,86$.

Podstawiając otrzymaną wartość do równania ogólnego momentów określamy:

$$M_{max} = -0,209 \cdot 0,86^3 - 0,569 \cdot 0,86^2 + 1,458 \cdot 0,86 + 3,839 = 4,54 \text{ tm} = 454,000 \text{ kgcm}$$

$$W_x \text{ dla przekroju okrągłego} = \frac{d^3}{10} = \frac{M_{max}}{\sigma} = \frac{454000}{100}$$

$$d_3 = 45,400; \quad d = 0,35 \text{ m}$$

Dla sporządzania wykresu momentów i sił tnących (poprzecznych) zestawiamy dodatkowo dla odcinka pała od punktu 0 (punkt przyłożenia siły P (do pkt. 2 + 10) do granicy torfu i piasku) równania ogólne:

$$M = 2(0,10 + y) - 1,549 y \cdot 0,5 \cdot 0,35 \cdot \frac{y}{2} \cdot \frac{y}{3} = 0,045 y^3 + 2 y + 0,2$$

$$T = 2 - 1,549 y \cdot 0,5 \cdot 0,35 \frac{y}{2} = 2 - 0,135 y^2$$

Dla odcinka pała od punktu 2 + 10 do punktu N do sporządzenia wykresu momentów i sił tnących służą równania momentów i sił tnących użyte do określenia M_{max} . Podstawiając do dwóch pierwszych równań kolejne wartości dla y_1 od 0 do 2,10, do dwóch następnych potrzebne nam wykresy (rys. 18).

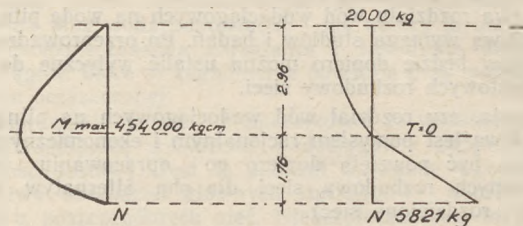
Dla porównania obliczamy potrzebną głębokość wbicia i średnicę pała przy założeniu, że grunt będzie jednorodny, tzn. albo torf albo piasek o podanych już właściwościach fizycznych.

Wyniki dla torfu: średnica pała 0,37 m, $M_{max} = 500 100$ kgcm, przy $y = 3,65$ m, wbicie obliczone 8,82 m, skorygowane 8,00 m.

Wyniki dla piasku: średnica pała 0,30 m, $M_{max} = 277 300$ kg/cm, przy $y = 1,93$ m, wbicie obliczone 4,55 m, skorygowane 4,15 m.

* Mnożnik w stosunku do wzoru „Narkomstroju” (patrz zestawienie wyników obliczenia trzema sposobami).

b) Obliczyć potrzebną głębokość wbicia i grubość ścianki szczelnej progu drewnianego. Wysokość progu 0,20 m, grubość warstwy wody nad progiem 0,20 m. W podłożu występuje: od 0 do 1,0 m torf nizinny



Rys. 18

$\gamma = 0,3 \text{ T/m}^3$, $\psi = 15^\circ$ $\eta = 1,697$ $\lambda = 0,588$ $\eta - \lambda = 1,109$ poniżej warstwy torfowej piasek drobnnoziarnisty.

$\gamma_1 = 1 \text{ T/m}^3$ $\psi_1 = 25^\circ$ $\eta_1 = 2,465$ $\lambda_1 = 0,406$ $\eta_1 - \lambda_1 = 2,059$

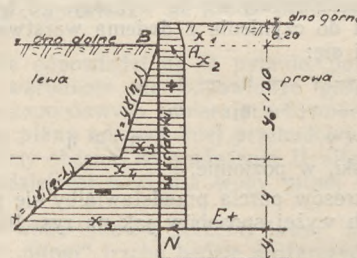
Obliczenia przeprowadzamy dla 1 mb ścianki. Sporządzamy wykres par — ciśnień jednostkowych (rys. 19a).

Z prawej strony ścianki (od strony górnej wody) na ściankę działa parcie wody i parcie ziemi.

x_1 = parcie wody = 0,20

$$x_2 = x_1 + \text{parcie ziemi warstwa } 0,2 = x_1 + 0,5 h \gamma \lambda = 0,2 + 0,5 \cdot 0,2 \cdot 0,3 \cdot 0,588 = 0,218$$

Począwszy od poziomu dolnego dna z lewej strony ścianki od strony dolnej wody będzie działał odpór ziemi i parcie wody które stopniowo będą równoważyć parcia, działające z prawej strony.



Rys. 19 a

Wykres różnicy odporu i parcia ziemi z lewej strony sporządzamy w sposób analogiczny jak dla przykładu pod a)

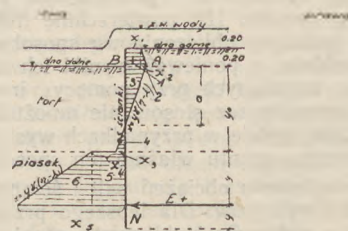
$$x_3 = y_0 (\eta - \lambda) = 1 \cdot 0,3 \cdot 1,109 = 0,333$$

$$x_4 = y_0 (\eta_1 - \lambda_1) = 1 \cdot 0,3 \cdot 2,059 = 0,618$$

$$x_5 = x_4 + y \gamma_1 (\eta_1 - \lambda_1) = 0,618 + y \cdot 1 \cdot 2,059$$

Ponieważ w wykresie tym z lewej strony uwzględniliśmy parcie ziemi, działające z prawej strony na ściankę szczelną, co uwidacznia się w równaniach prostych ograniczających wykres, a mianowicie w różnicy współczynników $(\eta - \lambda)$ i $(\eta_1 - \lambda_1)$, przeto z prawej strony wykresu uwzględniamy tylko parcie ziemi, działające na próg ($h = 0,20$) i różnicę pomiędzy parciem wody z prawej i lewej strony.

Dla uproszczenia wykresów i obliczeń możemy prawą część wykresu przesunąć równolegle z punktu B do punktu A i całość wykresu przyjmie wygląd jak na rys. 19b.



Rys. 19 b

Przez przesunięcie prawej części wykresu zmniejszają się o x_2 obliczone wartości odciętych x_3 , x_4 , x_5 .

$$x_3 = 0,333 - 0,218 = 0,115$$

$$x_4 = 0,618 - 0,218 = 0,400$$

$$x_5 = 0,618 + 2,059 y = 0,218 = 0,400 + 2,059 y$$

Z podobieństwa trójkątów określamy $a = 0,66$.

Dla ułatwienia obliczeń wykres dzielimy na 6 części i podobnie jak dla przykładu pod a) zestawiamy tablicę II; część 2 jako bardzo małą łączymy z częścią 1.

Tablica II

Nr	Powierzchnia — siła	zwrot	Ramię wzgl. pkt. N	Moment wzgl. pkt. N	zwrot
1.+ +2.	$\frac{0,20+0,218}{2} \cdot 0,20=0,042$	+	$0,10+1,00+y$	$0,046+0,042 y$	+
3.	$\frac{0,218 \cdot 0,66}{2}=0,072$	+	$0,78+y$	$0,056+0,072 y$	+
4.	$\frac{0,115 \cdot 0,34}{2}=0,020$	-	$0,11+y$	$0,002+0,020 y$	-
5.	$0,400 \cdot y$	-	$y/2$	$0,200 y^2$	-
6.	$y \cdot 2,039 \cdot \frac{y}{2}=y^2 1,030$	-	$y/3$	$0,343 y^3$	-

Jak z wykresu wynika siły pod 1, 2 i 3 mają zwrot + pozostałe —.

Zestawiamy równania równowagi sił

$$0,042 + 0,072 - 0,020 - y \cdot 0,400 - y^2 1,050 + E = 0$$

$$y^2 1,050 + y \cdot 0,400 - 0,094 - E = 0$$

i równowagi momentów

$$0,046 + 0,042 y + 0,056 + 0,072 y - 0,002 - 0,020 y - 0,200 y^2 - 0,343 y^3 = 0$$

$$-0,343 y^3 - 0,200 y^2 + 0,094 y + 0,100 = 0$$

$$y^3 + y^2 0,583 - y 0,274 - 0,291 = 0$$

stąd $y = 0,61$ m; podstawiając wartość dla y w równanie równowagi sił znajdujemy $F = 0,533 T$ oraz

$$y_1 = \frac{E}{p_{\max}} = \frac{0,533}{1,874} = 0,28$$

$$p_{\max} = (y_0 \gamma + y \gamma_1) \eta_1 - [(y_0 + 0,20) \gamma + y \gamma_1] \lambda_1$$

$$p_{\max} = (1,00 \cdot 0,3 + 0,61 \cdot 1,1) \cdot 2,465 - (1,20 \cdot 0,30 + 0,61 \cdot 1,1) \cdot 0,406 = 1,874$$

głębokość wbicia ścianki

$$h = y_0 + y + y_1 = 1,00 + 0,61 + 0,28 = 1,89 \text{ m.}$$

Obliczamy teraz potrzebną grubość bali ścianki szczelnej. Znajdujemy położenie przekroju bala w którym występuje $M_{\max}$; przyrównując do zera ogólne równanie dla siły tnącej

$$T = y^2 1,030 + y \cdot 0,400 - 0,094 = 0$$

otrzymujemy $y = 0,17$ m, a podstawiając wartość dla y w ogólne równanie momentu otrzymujemy

$$M_{\max} = -0,343 \cdot 0,17^3 - 0,200 \cdot 0,17^2 + 0,094 \cdot 0,17 - 0,100 = 0 = 10900 \text{ kgcm.}$$

Obliczenia przeprowadzamy na 1 mb ścianki

$$W = \frac{b h^2}{6} = \frac{M}{\sigma} \quad b = 1,00 \text{ m}$$

$$W = \frac{100 h^2}{6} = \frac{10900}{100} = 109$$

$$h^2 = \frac{109 \cdot 6}{100} = 6,54 \quad h = 2,6 \text{ cm } 3 \text{ cm}$$

c) Obliczyć potrzebną głębokość wbicia i średnicę pala głównego w jazie w którym opierają się zastawki.

Wysokość piętrzenia 0,80 m, wysokość progu 0,20 m. Obciążenie pala parciem — ciśnieniem jednostkowym jak na rys. 20.

Poziom dolnej wody równo z dnem poniżej progu; w podłożu występuje mierzac od dna poniżej progu od 0 do 2 m torf nizinny lekko piaszczynny.

$$\gamma = 0,4 T/m^3$$

$$\psi = 20^\circ$$

$$\eta = 2,039$$

$$\lambda = 0,490$$

$$\eta - \lambda = 1,549$$

poniżej warstwy torfowej piasek średnio ziarnisty.

$$\gamma_1 = 1,10 T/m^3$$

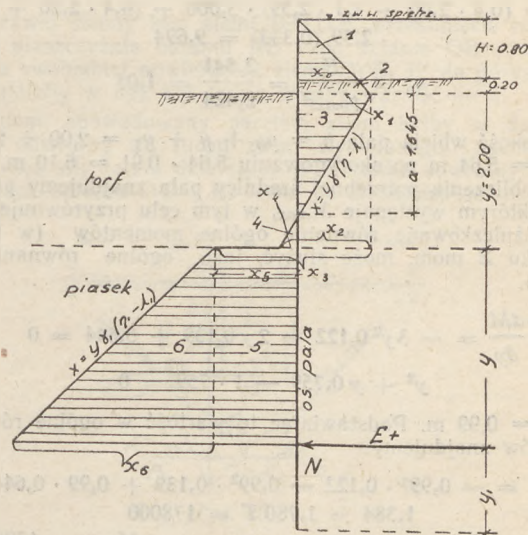
$$\psi = 30^\circ$$

$$\eta_1 = 3,000$$

$$\lambda_1 = 0,333$$

$$\eta_1 - \lambda_1 = 2,667$$

Przyjmujemy próbnie średnicę pala — 0,25 m, pal przejmując górą (ponad progiem) ciśnienie wody na siebie i po 1/2 zastawki z obu stron, razem pasem szerokości 1,25 m, a poniżej progu tylko na szerokości swej średnicy.



Rys. 20

Wykres sporządzamy w sposób podany pod b) (rys. 19a i 19b)

$$x_0 = \text{parcie wody} = 0,80 \text{ m}$$

$$x_1 = x_0 + 0,20 (\text{parcie wody}) + \frac{0,20 \cdot 0,4}{2} \cdot 0,490 (\text{parcie ziemi}) = 1,019$$

$$x_2 = y_0 \gamma (\eta - \lambda) = 2,00 \cdot 0,4 \cdot 1,549 = 1,239$$

$$x_3 = y_0 \gamma (\eta_1 - \lambda_1) = 2,00 \cdot 0,4 \cdot 2,667 = 2,134$$

$$x_4 = x_2 - x_1 = 1,239 - 1,019 = 0,220$$

$$x_5 = x_3 - x_1 = 2,134 - 1,019 = 1,115$$

$$x_6 = y \gamma_1 (\eta_1 - \lambda_1) = y \cdot 1 \cdot 2,667 = y 2,934$$

Z podobieństwa trójkątów znajdujemy $a = 1,645$

Dla ułatwienia obliczeń wykres dzielimy na 6 części i zestawiamy w tablicę III.

Tablica III

Nr	Powierzchnia — siła	zwrot	Ramię mom. wzgl. pkt N	Momenty wzgl. pkt. N	zwrot
1.	$\frac{0,80+0,80}{2} \cdot 1,25=0,400$	+	$0,267+2,20+y$	$0,987+0,400 y$	+
2.	$\frac{0,80+1,019}{2} \cdot 0,20 \cdot 0,25=0,045$	+	$0,10+2,00+y^*$	$0,993+0,045 y$	+
3.	$\frac{1,019 \cdot 1,645}{2} \cdot 0,25=0,209$	+	$1,096+0,355+y$	$0,303+0,209 y$	+
4.	$\frac{0,22 \cdot 0,355}{2} \cdot 0,25=0,010$	-	$0,118+y$	$0,001+0,010 y$	-
5.	$1,115 \cdot y \cdot 0,25=0,279 y$	-	$y/2$	$0,139 y^2$	-
6.	$y \cdot 2,934 \cdot \frac{y}{2} \cdot 0,25=0,367 y^3$	-	$y/3$	$0,122 y^3$	-

*) Dla uproszczenia obliczeń przyjęto środek ciężkości jak dla prostokąta.

Zestawiamy równania równowagi

Σ sił $0,400 + 0,045 + 0,209 - 0,010 - 0,279y - 0,367y^2 + E = 0$
 $y^2 0,367 + y 0,279 - 0,644 - E = 0$

Σ mom. $0,987 + 0,400y + 0,095 + 0,045y + 0,303 + 0,209y = -0,001 - 0,010y - 0,139y^2 - 0,122y^3 = 0$
 $-y^3 0,122 - y^2 0,139 + 0,644y + 1,384 = 0$
 $y^3 + y^2 1,139 - y 5,278 - 11,344 = 0$ stąd $y = 2,59$ m

Podstawiając tę wartość w równanie równowagi sił znajdujemy $E = 2,541$ ton.

$f_{max} = (0,4 \cdot 2,00 + 1,1 \cdot 2,59) \cdot 3,000 - (0,4 \cdot 2,20 + 1,1 \cdot 2,59 (0,333)) = 9,694$

$y_1 = \frac{E}{p_{max} d} = \frac{2,541}{2,424} = 1,05$

Głębokość wbicia pala $h = y_0 + y + y_1 = 2,00 + 2,59 + 1,05 = 5,64$ m po skorygowaniu $5,64 \cdot 0,91 = 5,10$ m.

Dla obliczenia potrzebnej średnicy pala znajdujemy przekrój pala w którym występuje M_{max} , w tym celu przyrównujemy do zera różniczkowane równanie ogólne momentów (w danym przypadku Σ mom. może służyć, jako ogólne równanie momentów).

$\frac{dM}{dy} = -3y^2 0,122 - 2y 0,139 + 0,644 = 0$

$y^2 + y 0,759 - 1 \cdot 759 = 0$

stąd $y = 0,99$ m. Podstawiając tę wartość w ogólne równanie momentów znajdujemy

$M_{max} = -0,99^3 \cdot 0,122 - 0,99^2 \cdot 0,139 + 0,99 \cdot 0,644 + 1,384 = 1,780$ T = 178000

$W_x = \frac{d^3}{10}$ (dla przekroju okrągłego) = $\frac{M_{max}}{\sigma} = \frac{178000}{100}$

Potrzebna średnica pala $d = 26$ cm.

d) Dla obliczenia głębokości wbicia i grubości ścianki szczelnej obciążonej siłą $P = 2$ t sporządzić wykres parcia, ścianka ma służyć do spiętrzenia wody i ma być wbita w grunt uwarstwiony jak na rys. 21.

terf wilgotny	terf lekko zapieprzony	
$\gamma = 0,8 \text{ t/m}^3$	$\gamma = 0,4 \text{ t/m}^3$	$\gamma = 1,5$
$\eta = 2,039$	$\eta = 1,697$	$\lambda = 0,588$
$\lambda = 0,430$		
terf nasadniony		
$\gamma = 0,4$	$\gamma = 1,5$	
$\eta = 1,697$	$\lambda = 0,588$	
ciężka nasadnionowo nasadniona		
$\gamma = 1,0 \text{ t/m}^3$	$\gamma = 2,5$	
$\eta = 2,465$	$\lambda = 0,406$	

Rys. 21

Zw. w. spiętrzonej utrzymuje się powyżej ścianki na poziomie terenu.

Zw. w. grunтовой poniżej ścianki utrzymuje się na poziomie 1,50 m poniżej terenu.

Ponieważ schemat obciążenia jest dość zawiły, sporządzamy wykresy oporu oraz parcia ziemi i wody a później znajdujemy między nimi różnicę; będzie ona stanowić właściwy wykres parcia na ściankę. Oznaczamy przez x_1 odcięte wykresu oporu, x_I odcięte wykresu parcia, x_0 odcięte różnicy między nimi.

Odcięte wykresu oporu ziemi

$x_1 = y_1 \gamma \eta = 1,50 \cdot 0,8 \cdot 2,039 = 2,447$

$x_2 = y_1 \gamma_1 \eta_1 = 1,50 \cdot 0,8 \cdot 1,697 = 2,036$

$x_3 = x_2 + y_2 \gamma_1 \eta_1 = 2,036 + 1,50 \cdot 0,40 \cdot 1,697 = 3,054$

$x_4 = (y_1 \gamma + y_2 \gamma_1) \eta_{\Sigma} = (1,50 \cdot 0,80 + 1,50 \cdot 0,4) 2,465 = 4,437$

$x_x = x_4 + y_x \gamma_{\Sigma} \eta_{\Sigma} = 4,437 + 2,465y$

Odcięte wykresu parcia ziemi i wody

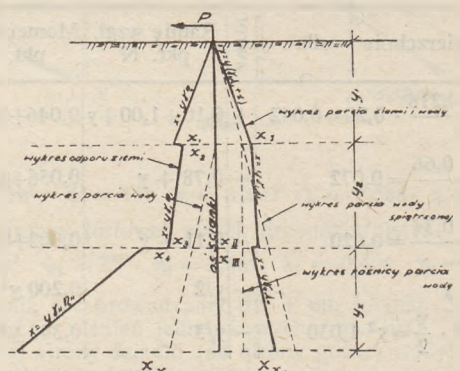
$x_I = \text{parcie wody } (y_1) + y_1 \gamma_1 \lambda_1 = 1,50 (1 + 0,4 \cdot 0,588) = 1,853$

$x_{II} = x_I = y_2 \gamma_1 \lambda_1 = 1,853 + 1,50 \cdot 0,4 \cdot 0,588 = 2,206$

$x_{III} = \text{parcie wody } (y) + (y_1 \gamma_1 + y_2 \gamma_1) \lambda_{\Sigma} = 1,50 + (1,50 \cdot 0,4 + 1,50 \cdot 0,4) 0,406 = 1,987$

$x_{xI} = x_{III} + y_x \gamma_{\Sigma} \lambda_{\Sigma} = 1,987 + 0,406y$

Odejmując od wartości odciętych wykresu oporu ziemi wartości odciętych parcia ziemi i wody, otrzymamy odcięte właściwego wykresu ciśnień.



Rys. 22

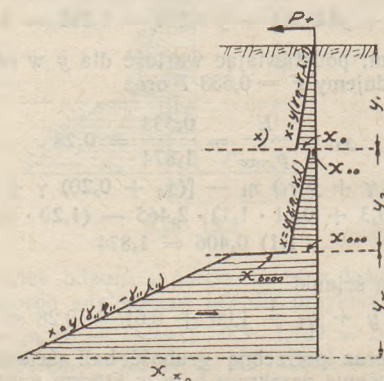
$x_0 = x_1 - x_I = 2,447 - 1,853 = 0,594$

$x_{00} = x_2 - x_I = 2,036 - 1,853 = 0,183$

$x_{000} = x_3 - x_{II} = 3,054 - 2,206 = 0,848$

$x_{0000} = x_4 - x_{III} = 4,437 - 1,987 = 2,450$

$x_{x0} = x_x - x_{xI} = 4 \cdot 437 + 2,465y - 1,987 + 0,406y = 2,450 + 2,059y$



Rys. 23

Wyżej podane przykłady obliczeń uwzględniały przede wszystkim najczęściej spotykane przypadki (schematy) obciążeń oraz najważniejsze elementy składowe drewnianych budowli wodnych. Dla jasności obliczeń przyjęto najprostsze typy budowli, położone w jednej płaszczyźnie, prostopadłej do osi ciekłu, stosowane w praktyce dla budowli niewielkich i przy nieznacznych różnicach poziomów. Już przy nieco większych różnicach poziomów w budowlach wodnych powstają znaczne siły poziome, dla utrzymania których nie wystarczają pojedyncze pale i ścianki, a działanie tych sił poziomych trzeba rozłożyć na uszeregowane zespoły pali i ścian.

W takich przypadkach można również stosować omawianą metodę obliczeń, oczywiście obliczenia te będą tu nieco więcej skomplikowane, np. o ile dla utrzymania siły poziomej nie wystarczy jeden pał, trzeba jej działanie równomiernie przenieść na dwa, trzy lub większą ilość pali, przy ściankach szczelnych można uwzględnić spadek ciśnienia na skutek filtracji itp.

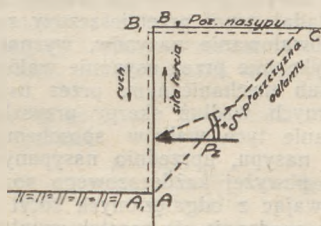
Proponowana wyżej metoda obliczania pali i ścianek, wbitych w grunty różnorodnie uwarstwione, może mieć zastosowanie przede wszystkim przy projektowaniu budowli drewnianych na gruntach pochodzenia organicznego (głównie torfach) i o takiej miąższości, przy której spód pali lub ścianek sięgać będzie podłoża mineralnego, a więc około 3 — 4 m. Zagadnienie budowli

na torfach zarówno o średniej miąższości jak i głębokich, ze względu na szczególne właściwości torfów, różniące się znacznie od właściwości gruntów mineralnych, wymaga szerszego omówienia, przy czym należałoby rozważyć przydatność stosowania omawianej metody do obliczania pali i ścianek, obciążonych zespołowo w bardziej skomplikowanych budowlach.

Na wstępie artykułu omawiano możliwość uwzględnienia we współczynnikach x i y kąta δ — tarcia ziemi po palu lub ścianie, a ponieważ kąt δ może mieć wartość dodatnią lub ujemną (rys. 1), więc musimy ustalić jaką wartość mamy uwzględnić w naszych obliczeniach. Należy podkreślić, że większość autorów nie wyjaśnia tej sprawy dokładnie, a tylko można się domyślać, że do współczynnika λ (parcie ziemi) trzeba przyjmować dla kąta δ wartość dodatnią $+$, a do współczynnika η (odporu ziemi) można przyjmować dodatnią lub ujemną.

Dla naszego przypadku rozumowanie będzie miało przebieg następujący:

Sila tarcia przeciwdziała powstającemu ruchowi i ma zwrot przeciwny do kierunku ruchu.



Rys. 24

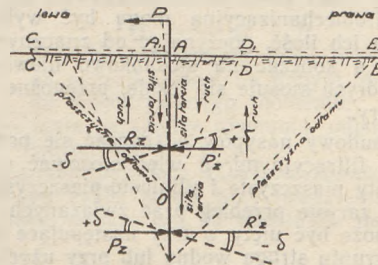
Przy parciu ziemi na ścianę lub pal (rys. 24) w przypadku poziomego przesunięcia się ściany lub pala z poz. A — B do A₁ B₁ klin odlamu ziemi A B C przesunąłby się w dół po ścianie A B i po powierzchni odlamu A C; kierunek ruchu po ścianie A — B byłby z góry w dół, siła tarcia działająca wzdłuż ściany A B skierowana byłaby z dołu do góry i odchyłalaby kierunek siły P_z w sposób oznaczony na rys. 24; kąt tarcia miałby wartość $+\delta$. W przypadku obciążenia ściany lub pala, wbitych w ziemię, siłą poziomą w sposób podany na rys. 25, pod działaniem

siły P ściana mogłaby się obrócić koło jakiegoś punktu O. Obrótowi temu przeciwdziałają siły odporu ziemi R_z, działające w sposób oznaczony na rysunku. W punkcie O wielkość parcia jednostkowego równa jest zeru. Siły parcia ziemi działają w kierunku obrotu ściany a więc zwrot ich jest przeciwny zwrotowi sił odporu ziemi. W przypadku obrócenia się ściany w kierunku działania siły P ściana wypchnęłaby:

a) z lewej strony klin ziemi AOC, przesunięcie nastąpiłoby po płaszczyźnie odlamu CO i po ścianie OA w kierunku swobodnej powierzchni ziemi C₁ — A₁ tj. do góry, siła tarcia działałaby w kierunku przeciwnym w dół i odchyłalaby kierunek siły R_z w sposób oznaczony na rys. 25, kąt tarcia miałby wartość $-\delta$.

b) z prawej strony klin ziemi BODE, przesunięcie nastąpiłoby po płaszczyźnie odlamu BE i po ścianie OB również w kierunku swobodnej powierzchni ziemi D₁ E₁ tj. do góry, siła tarcia działałaby w dół, kąt tarcia miałby wartość $-\delta$.

Ruch ziemi spowodowany parciem ziemi byłby w danym przypadku odwrotny do ruchu ziemi wywołanego naciskiem ściany, a więc siły tarcia działałyby w kierunku odwrotnym po płaszczyznach odlamu OD i BF oraz po odcinkach ściany OA



Rys. 25

i OB, kąt tarcia miałby wartość $+$. Z powyższego wynika, że przy uwzględnieniu we współczynnikach λ (parcie ziemi) i η (odporu ziemi) kąt tarcia należy przyjmować dla: parcia ziemi wartości dodatnie $+\delta$, odporu ziemi w rozpatrywanych przez nas przypadkach wartości ujemne $-\delta$.

DZIAŁ IV — WYKONA WSTWO

INŻ. ROMAN STOBICKI

Hydromechanizacja i jej zastosowanie przy wykonywaniu nasypów ziemnych

Ustrój socjalistyczny stworzył odpowiednie warunki dla mechanizacji produkcji w skali umożliwiającej radykalną zmianę charakteru pracy ludzkiej. Przełom w metodach pracy, który dokonał się w przemyśle i rolnictwie radzieckim w okresie pięciolatek i umożliwił przekształcenie się Związku Radzieckiego w kraj wysoko uprzemysłowiony, został dokonany poprzez konsekwentną mechanizację na wszystkich odcinkach gospodarki narodowej. Obalenie przestarzałych form produkcji i unowocześnienie procesów technologicznych stworzyło podstawy naukowe i materialne dla dalszego postępu. Mechanizacja robót pracochłonnych i ciężkich, wprowadzenie nowych maszyn zespołowych, modernizacja procesów technologicznych mają na celu dalsze zwiększenie potencjału gospodarczego państwa, jak najdalej idące ułatwienie warunków pracy, zmieniając z gruntu treść i charakter pracy robotnika.

Na czoło nowoczesnych metod mechanizacji robót pracochłonnych wysuwa się zdecydowanie, ze względu na wielkie zalety techniczne i korzyści ekonomiczne, hydromechanizacja, tj. hydrauliczna metoda wykonywania wykopów i nasypów.

Ze względu na ogromne korzyści, jakie są związane z tą metodą, jest ona już od wielu lat szeroko stosowana za granicą, szczególnie tam, gdzie wchodzi w grę znaczne masy ziemne przeznaczone do przemieszczania. Typowe przykłady robót wykonywanych za pomocą omawianej metody stanowią obiekty budownictwa wodnego.

Hydromechanizacja rozwinęła się w ciągu ostatnich dwudziestu lat szczególnie na terenie Związku Radzieckiego. Przykładem wykonanych budowli metodą hydrauliczną mogą służyć poważne i powszechnie znane budowy, jak Dnieprostroj, Kanał im. Moskwy, Wołgostroj i inne. W ostatnich latach metodę tę zastosowano w ZSRR przy wykonywaniu nasypów kolejowych o znacznych masach i wysokościach. Uzyskano przy tym dodatnie wyniki pod względem zagęszczenia gruntu, co rokuje dalszy rozwój metody hydraulicznej, tak w budownictwie drogowym, jak i wodnym.

Zastosowanie metody hydraulicznej umożliwia osiągnięcie wysokiego stopnia mechanizacji robót, przy niższym wskaźniku usprzętowania i przy mniejszym nakładzie kosztów i pracy.

Orientacyjne wskaźniki porównawcze przy metodzie hydraulicznej i przy pracy koparek są podane w tablicy I. Zawarte w tablicy liczby zaczerpnięte zostały ze źródeł radzieckich, mają one charakter orientacyjny. Również jako orientacyjne należy traktować przyjęte trzykrotnie większe zużycie energii przy metodzie hydraulicznej, w porównaniu do pracy koparek, praktycznie bowiem na 1 m³ gruntu przy zastosowaniu metody hydraulicznej zużywa się, w zależności od właściwości i warunków wykonania robót, od 2 do 10 kWh, wtedy gdy na całość czynności koparek przypada przeciętnie od 0,35 do 1,00 kWh.

Z powyższego wynika, że względy natury gospodarczej powinny przemawiać za wykonaniem robót metodą hydrauliczną,

Tablica I

Wskaźniki	Wartości porównawcze wskaźników %/‰	
	przy zastosowaniu metody hydraulicznej	przy zastosowaniu koparek
Wskaźniki usprzętowania	30	100
Wydajność przypadająca na 1 robotnika	300	100
Jednostkowy koszt wykonanych robót	40	100
Zużycie energii na jednostkę roboty	300	100

szczególnie tam, gdzie w pobliżu budowy znajduje się źródło taniej energii, a przede wszystkim energii elektrycznej. Musi również istnieć możliwość dysponowania dostateczną ilością wody, znajdującej się bezpośrednio na miejscu budowy. Należy mieć bowiem na uwadze, że ilość zużywanej wody przy metodzie hydraulicznej jest znaczna i wielokrotnie przekracza objętość gruntu. Istnieje jednak możliwość kilkakrotnego wykorzystania tej samej ilości wody po każdorazowym jej oczyszczeniu.

Metodą hydromechaniczną mogą być wykonane roboty bez względu na ich ilość, poczynając od znacznych skupionych mas ziemnych, a kończąc na stosunkowo niewielkich nawet ilościach, do których stosuje się lekkie, przenośne lub przewoźne hydromonitory.

Grunty do budowy nasypów odznaczać się powinny dużymi właściwościami filtracyjnymi, a więc stosować należy przede wszystkim grunty piaszczyste i gliniasto-piaszczyste.

W ogólnym zarysie przebieg prac związanych z wykonywaniem nasypu może być ujęty w trzy następujące schematy:

- odspojenie gruntu strugą wodną lub przy użyciu innego sposobu zmechanizowanego bądź ręcznego, przemieszczenia zaś materiału odspojonego drogą grawitacyjnej siły potoku;
- transport odspojonego i rozwodnionego materiału za pomocą przepompowywania hydromasy pompami gruntowymi;
- pompowanie rozwodnionego gruntu wydobytego z dna rzeki lub kanału i przemieszczenie go na nasyp.

Stosowanie jednego z trzech schematów organizacyjnych uzależnione jest od warunków miejscowych, a w szczególności od różnicy poziomów pomiędzy spadem wykopu a wierzchem nasypu, co wiąże się z kolei ze sposobem i rodzajem urządzeń oraz metod zastosowania odpowiednich schematów oraz środków transportujących rozwodnione masy.

Należy zatem dokonać wyboru któregośkolwiek z powyższych schematów, w każdym przypadku mając na uwadze ilość i charakter robót, konfigurację terenu i warunki miejscowe.

W niniejszym artykule po omówieniu w zarysie poszczególnych czynności wykonywanych metodą hydrauliczną, omówiona będzie szczegółowo tylko końcowa faza powyższych robót, a mianowicie wykonanie nasypu.

Jak stwierdzają doświadczenia radzieckie, nasypy wykonywane metodą hydrauliczną, przy jej prawidłowym zastosowaniu, uzyskują stopień zagęszczenia gruntu zbliżony do gęstości jego w stanie rodzimym lub nawet większy. Ze względu na to, że osiągamy stopień zagęszczenia nasypu zależy przede wszystkim od rodzaju i właściwości gruntu, przed przystąpieniem do robót wskazane jest zbadanie materiału w wykopie, a więc ustalenie jego składu granulometrycznego, współczynnika filtracji charakteryzującego jego zdolność wydzielania nadmiaru wody, kąta stoku naturalnego w stanie suchym i zatopionym, gęstości w stanie rodzimym itd.

Jak przy każdym sposobie wykonawstwa szereg czynności wstępnych musi poprzedzić prace zasadnicze, jakimi są roboty związane z budową korpusu nasypu, a w pierwszym rzędzie oczyszczenie terenu pod budowę, przez usunięcie zarośli, górnej warstwy ziemi roślinnej lub ilastej. Powyższe prace wykonują się przy zastosowaniu zgarniarek, spycharek lub koparek, w zależności od rodzaju i charakteru gruntów oraz warunków miejscowych.

Budowa nasypów metodą hydromechaniczną umożliwiła zastosowanie nowych sposobów ich wykonania, które w ogólnym ujęciu można podzielić na dwie podstawowe grupy:

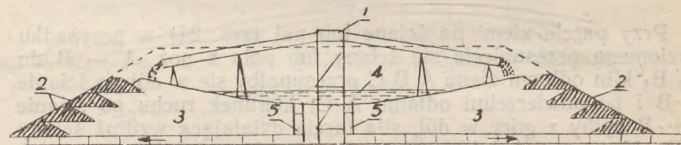
1. hydromechanizacja częściowa, polegająca na dokonywaniu przemieszczania gruntu za pomocą strumienia wody, przez rozmywanie gruntu dostarczonego na miejsce pracy innymi środkami produkcyjnymi,

2. hydromechanizacja całkowita lub pełna, polegająca na zastosowaniu strugi wodnej tak do odsapiania, przemieszczania, jak też do ostatecznego umieszczenia gruntu w nasypie i jego zagęszczenia.

Przy stosowaniu hydromechanizacji częściowej wydobyty gruntu dowożony jest bezpośrednio na nasyp, po czym zostaje zmyty strumieniem i przemieszczony do miejsca swego przeznaczenia, względnie grunt kieruje się do sztucznego lub naturalnego zbiornika, z którego następnie w stanie rozwodnionym przepompowywany jest za pomocą specjalnych pomp gruntowych w nasyp.

Podczas wykonywania nasypów metodą hydrauliczną zachodzi konieczność uprzedniego dokonania prac dodatkowych. Do prac tych należy przede wszystkim przygotowanie terenu i stworzenie dogodnych warunków dla właściwego wykonania nasypu, przez zapewnienie lokalizacji i skierowania płynącej hydromasy na miejsce jej przeznaczenia.

Przy wykonywaniu zatem nasypów zachodzi z reguły konieczność uprzedniego wykonania obwałowania, a więc wytworzenia niejako koryta gruntowego, wewnątrz którego będzie się odsaczał i układał gruntu przemieszczony za pośrednictwem strugi wodnej. Obwałowanie nasypów, wyznaczające ich granice, może być wykonane przez usypanie wałów ziemnych sposobem ręcznym lub mechanicznym, przez ustawienie gęstych płotków dwustronnych wzdłuż skarpy przyszłego nasypu lub też przez wykonanie tych wałów sposobem hydraulicznym. W pobliżu skarp nasypu, uprzednio nasypianych na wysokość od 50 do 80 cm powyżej każdorazowego poziomu roboczego, hydromasa wypływając z odgałęzionych koryt zmniejsza szybkość, co powoduje osadzanie się cząstek gruntu w wewnętrznej części koryta (rys. 1).



Rys. 1. Schemat nasypu wykonywanego przy zastosowaniu metody hydraulicznej. 1 — koryto ustawione na specjalnym rusztowaniu, służące do rozprowadzania hydromasy, 2 — usypane wałeczki skarpy, jako obramowanie koryta, 3 — gruntu osadowy z potoku, 4 — osadnik, 5 — rury drenarskie odprowadzające odsączoną wodę.

Konsystencja hydromasy zależy zazwyczaj od ilości wody użytkowanej przy odsapianiu gruntu oraz od rodzaju i struktury rozmywanej masy ziemi. Orientacyjne zużycie wody, przy pełnej hydromechanizacji na odspojenie i przemieszczenie rozwodnionego gruntu w korycie w przeliczeniu na 1 m³ gruntu w stanie rodzimym, podane jest w tablicach II i III.

Tablica II

Ilość zużytej wody przy pełnej hydromechanizacji podczas wykonywania robót ziemnych (wg danych autorów radzieckich)

Rodzaj gruntu	Ilość zużytej wody na 1 m ³ rodzimego gruntu m ³
Piasek drobnoziarnisty	4 — 8
„ gruboziarnisty	6 — 12
grunty gliniasto-piaszczyste	7 — 9
„ lekkie piaszczysto-gliniaste	7 — 10
„ ciężkie piaszczysto-gliniaste	9 — 12
głina tłusta zwarta	10 — 15
żwir syplący	10 — 15
„ zbity	12 — 20

W celu określenia zawartości gruntu w cieczy, można przyjąć za miernik stosunek objętości masy gruntu do objętości wody, wyrażający stopień rozcieńczenia, względnie zawartość gruntu w cieczy, czyli jego konsystencję. I tak na przykład, gdy na jednostkę objętości gruntu przypadają 4 takie same jednostki wody, wtedy stopień rozcieńczenia gruntu wyraża się stosunkiem 1:4 a tym samym konsystencja gruntu wyniesie 1:5, względnie 20%.

Przy stosowaniu metody hydraulicznej stopień rozcieńczenia gruntu waha się z reguły w granicach od 1:4 do 1:20. Należy

Tablica III

Ilość zużytej wody na przemieszczanie gruntu w korytach
(częściowa hydromechanizacja)
(wg danych autorów radzieckich)

Rodzaj gruntu	Zużycie wody na przemieszczanie przypadające na 1 m ³ gruntu m ³
grunty roślinne urodzajne	1 — 2
głiny	1 — 3
piasek drobnoziarnisty	3 — 3,5
grunty piaszczysto-gliniaste	4 — 5
piasek gruboziarnisty	4 — 5
żwir drobny	4 — 6
„ gruby	6 — 8

zauważyć, że rozcieńczenie przy samym przemieszczaniu wydobytego gruntu waha się w granicach 1:1 do 1:8.

Zasady obliczania wydajności monitorów

Wydajność monitora określa się ilością gruntu lub innego materiału, odszopioną i przemieszczoną w ciągu jednej godziny pracy, przy pomocy wykorzystania energii kinetycznej strugi wodnej.

Ogólny wzór na obliczenie wydajności monitora można ująć w następującej postaci:

$$Q = \frac{K \cdot a_w \cdot q_z}{q_z + (K - 1)q_w} \quad (\text{m}^3/\text{godz})$$

gdzie: Q , q_w , q_z — oznaczają kolejno: przeciętną wydajność hydromonitora w m³/godz, wydajność monitora przy wykonywaniu wrębu oraz wydajność przy zmywaniu masy gruntu strugą wodną.

Łączny czas trwania procesu pracy hydromonitora wyraża się następującym wzorem:

$$T = t_w + t_z = \frac{V_w}{q_w} + \frac{V_z}{q_z} = \frac{b \cdot a \cdot d}{q_w} + \frac{b \cdot d \cdot (H - a)}{q_z} = \frac{b \cdot d [a q_z + (H - a) q_w]}{q_w \cdot q_z}$$

w którym:

T — oznacza łączny czas trwania pracy hydromonitora,

t_w — czas trwania wykonania wrębu w wykopie,

t_z — „ „ rozmywania masy ziemi w wykopie,

V_w — objętość gruntu otrzymana z rozmytego wrębu,

V_z — objętość zmytego gruntu,

H — wysokość ściany wykopu,

a — wysokość wrębu,

b — szerokość wykopu,

d — głębokość rozmywania.

Znając ogólną objętość rozmytego gruntu V , wzór na wydajność monitora przyjmie inną postać:

$$Q = \frac{V}{T} = b \cdot H \cdot d : \frac{b \cdot d [a q_z + (H - a) q_w]}{q_w \cdot q_z} = \frac{H \cdot q_w \cdot q_z}{a \cdot q_z + (H - a) q_w}$$

Zakładając, że stosunek $\frac{H}{a} = K$, wyrażający zależność wysoko-

ści wykopu od wysokości wrębu w wykopie, jest wielkością zmienną, uzależnioną od wartości H i a , ostatni wzór na średnią wydajność hydromonitora przy uwzględnieniu wielkości współczynnika K niczym się nie różni od ogólnego wzoru podanego na początku.

Sposób posługiwania się wyprowadzonymi wzorami na średnią wydajność hydromonitora wyjaśni następujący przykład liczbowy:

Określić średnią wydajność hydromonitora przy rozmywaniu ścisłych i zwięzłych gruntów, przy założonej głębokości wykopu $H = 12$ m, oraz wysokości wrębu $Q = 0,5$ m, jednostkowym zużyciu wody na podcięcie wrębu $q = 120$ m³. Zakładając następnie, że zużycie wody na rozmywanie będzie wynosiło 4 m³, przy wydajności wodnej monitora równej 336 m³/godz., otrzymamy, że:

$$q_w = \frac{336}{120} = 2,8 \text{ m}^3/\text{godz.}; q_z = \frac{336}{4} = 84,0 \text{ m}^3/\text{godz.}, \text{ zaś } \frac{H}{a} = \frac{12}{0,5} = 24$$

Stąd średnia wydajność monitora przy rozmywaniu zwięzłych gruntów będzie wynosiła:

$$Q = \frac{24 \cdot 2,8 \cdot 84,0}{84,0 + (24 - 1) \cdot 2,8} = 38,0 \text{ m}^3/\text{godz.}$$

Warunki wpływające na pracę hydromonitorów

Intensywność rozmywania gruntu przez strugę wodną monitora zmniejsza się z chwilą zwiększenia się odległości jego dyszy od skarpy roboczej rozmywanego wykopu. Zatem maksymalna wydajność pracy monitora otrzyma się przy najmniejszej jego odległości od tej skarpy.

Praktycznie rzecz biorąc, stałe przesuwanie monitora nie jest wskazane ani możliwe z punktu widzenia organizacji robót oraz ujemnie wpływa na jego wydajność produkcyjną. W normalnych warunkach na przesunięcie monitora w wykopie zużywa się przeciętnie ok. 1,5 — 2,0 godzin, co stanowi w przybliżeniu 10% efektywnej pracy.

Maksymalna wydajność monitora, przy uwzględnieniu długości drogi jego przesunięcia oraz ilości tych przesunięć w ciągu czasu trwania pracy może być obliczona na zasadzie następujących rozumowań: Wydajność monitora Q_t w danym momencie pracy wynosi:

$$Q_t = -kt + B$$

gdzie t — oznacza rzeczywisty czas pracy hydromonitora od początku robót na danym miejscu, aż do czasu rozpatrywanego momentu,

k i B — stałe parametry równania, odpowiadające danym warunkom pracy.

Średnia wydajność monitora (Q_{sr}), wykonana w ciągu czasu trwania jednego cyklu pracy przy uwzględnieniu dokonywanych przesunięć, oblicza się na podstawie następującego równania:

$$Q_{sr} = \frac{\int_0^T Q_t dt}{t + T}$$

gdzie T — oznacza czas trwania przesunięcia monitora na nowe stanowisko robocze.

Wartość zaś $\int_0^T [-kt + B] dt = \left[-\frac{kt^2}{2} + Bt \right]_0^T = -\frac{kt^2}{2} + Bt$

$$\text{Stąd } Q_{sr} = \frac{0,5 kt^2 + Bt}{t + T} \quad (A)$$

Dalszą czynnością niniejszych rozważań jest znalezienie wielkości argumentu t , przy którym wartość funkcji Q_{sr} otrzymała wielkość maksymalną.

Określona w ten sposób maksymalna wartość funkcji Q_{sr} daje możliwość otrzymania maksymalnej sumarycznej wartości wydajności monitora w ciągu czasu trwania jednego cyklu, tj. objętości gruntu przerobionego przez hydromonitor w ciągu czasu trwania jednego cyklu efektywnej pracy. Objętość ta będzie równa: $V_c = Q_{sr} (t + T)$. Całkując prawą stronę równania (A) na oznaczenie wartości wydajności średniej Q_{sr} i przyrównując otrzymany wynik do zera, otrzymamy szukaną wartość

argumentu t , równą: $t = -T \sqrt{T^2 + 2T \frac{B}{K}}$. Optymalna

objętość gruntu, przerobiona przez hydromonitor w ciągu czasu trwania jednego cyklu pracy, wynosi: $V_c^{opt} = Q_{sr}^{max} (t + T)$.

Z drugiej strony, objętość gruntu, przerobiona przez hydromonitor w ciągu czasu trwania jednego cyklu pracy, może być określona na podstawie geometrycznych wymiarów wykonanego wykopu (rys. 2). Przy założeniu, że $r = L_{max} - L_{min}$, tj. poszczególne przesunięcie monitora na nowe miejsce pracy jest równe różnicy odległości maksymalnej i minimalnej od krawędzi wykopu ziemnego, oraz, że $H_1 = H - s$, co oznacza, że wysokość ściany wykopu równa jest wysokości wykopu w początkowej partii, zmniejszona o wysokość ściany końcowej partii, wtedy optymalna objętość przerobionego przez monitor gruntu wynosi:

$$V_c^{opt} = b \cdot r \frac{H + (H - s)}{2} = b \cdot r \left(H - \frac{s}{2} \right) = b \cdot r \left(H - \frac{ir}{2} \right)$$

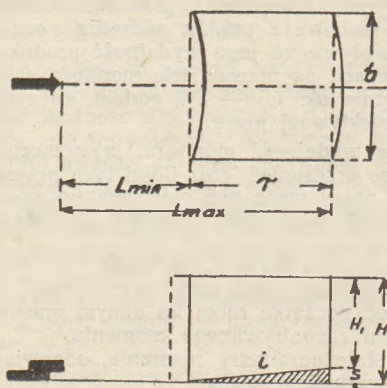
W ostatecznym wyniku, przez porównanie prawych stron otrzymanych równań, otrzymamy, że:

$$b \cdot r \left(H - \frac{ir}{2} \right) = Q_{sr}^{max} (t + T).$$

$$\text{Stąd} \quad r_{opt} = \frac{H}{i} \pm \sqrt{\frac{H^2}{i^2} - q \frac{Q_{sr}^{max} (t + T)}{ib}}$$

Określenie wielkości stałych parametrów k i B oraz wartości Q_{sr}^{max} uwarunkowane jest wielkością Q_t , podaną w dwóch zaobserwowanych różnych jednostkach czasu (t_2 i t_1).

$$\text{Wtedy: } k = \frac{Q_{t_2} - Q_{t_1}}{t_2 - t_1} \quad \text{oraz } B = \frac{Q_{t_2} t_1 - Q_{t_1} t_2}{t_2 - t_1}$$



Rys. 2. Kształt wykopu wykonanego przez monitor w ciągu jednego cyklu pracy.

Użycie hydromonitorów w okresie zimowym

W Związku Radzieckim zastosowano w ostatnich latach metodę hydrauliczną do wykonywania nasypów w okresie zimowym. Uzyskane wyniki były zadowalające, aczkolwiek koszty były zwiększone, co było wywołane przede wszystkim zwiększonym zużyciem energii. Jest charakterystyczne, że przy zastosowaniu do tych prac gruntów piaszczystych nie zaobserwowano w wykonanych w okresie zimowym nasypach późniejszych odkształceń.

W wykonanym nasypie w Związku Radzieckim w okresie zimowym o wysokości do 11 m i ogólnej objętości ok. 105 000 m³, stwierdzono osiadanie w wysokości 5 do 6 cm, co jednak przypisywano tej okoliczności, że użyty do robót drobny piasek uległ zwianiu na skutek panujących tam silnych wiatrów.

Warunki w okresie zimowym wymagają odmiennych metod pracy w porównaniu do robót w sezonie letnim.

Stosowane są w zimie koryta stalowe, zamiast drewnianych, letnich służących do przemieszczania i rozprowadzania hydromasy. Okoliczność ta podyktowana jest względami praktycznymi, płynącymi stąd, że z koryt stalowych łatwe jest usuwanie lodu. Poza tym koryta drewniane pękają w czasie silnych mrozów.

Boczne graniczne waliki jako obramowania koryt ziemnych, w których płynie hydromasa, wykonywane są ze świeżo wydo-

bytego gruntu znajdującego się w stanie niezmarzniętym, przy czym wskazane jest natychmiastowe jego ubicie w celu zapobieżenia zamarzaniu poszczególnych brył masy gruntowej. W przeciwnym razie, w masie obwałowania mogłyby powstać szczeliny, przez które przeciekałyby woda na skarpy nasypu.

Górna powierzchnia nasypu podczas zalewania jej hydromasą stopniowo topnieje pod wpływem przepływającego po niej strumienia hydromasy. Okoliczność ta przy niezbyt silnych mrozach gwarantuje zazwyczaj nieprzemarzanie nasypu w okresie jego wykonania.

Wykonanie nasypów metodą hydrauliczną w zimie pociąga jednak za sobą zwiększenie kosztów wykonania, ocenianych w praktyce radzieckiej w różnym stosunku procentowym, w porównaniu do kosztów tych samych robót w lecie.

Metoda hydrauliczna do wykonywania nasypów stosowana w okresie zimowym wymaga uprzedniego ułożenia przed nastaniem mrozów, właściwego obwałowania aż do wysokości projektowanej nasypu. W ten sposób koszty nakładów pracy znacznie zmniejszają się, co pociąga za sobą zmniejszenie kosztów wykonawstwa.

Zalety i wady hydraulicznej metody przy wykonywaniu nasypów

Hydromechanizacja znajduje zastosowanie zarówno przy przemieszczaniu dowiezonego gruntu na krótką odległość w obrębie usypiska, jak też przy transporcie gruntu z wykopu w nasyp.

Hydromechaniczne przemieszczanie rozmytego gruntu posiada szereg zalet, do których między innymi należy zaliczyć:

- znaczną wydajność produkcyjną przy niskim koszcie,
 - szybkość wykonywania robót przy wysokiej oszczędności na ilości zatrudnionych robotników,
 - możliwość odpowiedniego wymieszania różnych rodzajów gruntów oraz regulowania struktury wykonanego nasypu,
 - możliwość uzyskania potrzebnego stopnia zagęszczenia gruntu w czasie wykonywania nasypów.
- Obok zalet hydrauliczna metoda posiada szereg wad, do których w pierwszym rzędzie należy zaliczyć:
- znaczne zużycie wody przy rozmywaniu gruntu i przemieszczaniu hydromasy na miejsce jej składowania,
 - trudności w dostatecznie szybkim i dokładnym usuwaniu nadmiaru wody, co jest przyczyną pęcznienia osadzonego materiału zawierającego glinę,
 - długotrwałość nawilgocenia masywu nasypu i trudności przy jej wysychaniu,
 - konieczność usuwania w czasie wykonywania robót nadmiaru cząstek gliniastych.

Racjonalne i umiejętne stosowanie metody hydraulicznej może się okazać korzystne nie tylko ze względu na jej ekonomiczność w nakładach kosztów wykonawstwa, lecz również metoda ta jest korzystna pod względem osiągalnego stopnia zagęszczenia gruntu stosownie do potrzeb.

Staje się więc zrozumiałe, że w pracach wodnych przy wykonywaniu wałów przeciwpowodziowych, zapór ziemnych, budowanych w warunkach lokalnych sprzyjających rozwojowi tej metody ze względu na możliwość dysponowania każdą potrzebną ilością wody i odpowiedniego rodzaju gruntem, hydromechanizacja powinna znaleźć swe właściwe miejsce i pełne powodzenie w jej stosowaniu.

INŻ. CZESŁAW BIELENIA

Beton w mniejszych budowlach wodnych

Beton stanowi jeden z podstawowych materiałów budowy wodnych. Jeżeli dawniej interesowała nas technologia betonu w zastosowaniu wyłącznie do wielkich budowli wodnych, to teraz musimy interesować się technologią betonu w zastosowaniu także do budowli średnich i małych, takich, jakie spotykamy np. w melioracjach wodnych. Twierdzenie to uzasadnia się zupełnie zmianą skali zagadnień melioracji wodnych, które dawniej ograniczały się raczej do mniejszych, wyodrębnionych terenów, a teraz rozrastają się do rzędu zadań kompleksowych, związanych z reguły z bardzo dużym obszarem terenu. Na takim obszarze zazwyczaj będziemy mieli kilkadziesiąt, a może i setki małych i średnich budowli wodnych — jazów, przepustów, mostów itd.

Będziemy mieli zatem do czynienia z obiektami o dużej powłarzalności, które w sumie będą stanowiły poważną pozycję w ogólnym kosztorysie inwestycji. Zresztą w obecnej skali zadań wodno-melioracyjnych mamy do czynienia także z dość dużymi budowlami wodnymi — na przykład pompowni polderowe, których rozmiar i trudność wykonania nie ustępuje niektórym budowlom z zakresu budownictwa wodno-komunikacyjnego i wodno-energetycznego.

Warunki wykonawstwa betonowych budowli wodnych rozrzuconych na rozległym terenie robót wodno-melioracyjnych są zupełnie inne, niż przy skoncentrowanych w jednym miejscu bardzo dużych obiektach, obsługiwanych przez bogato wyposażone laboratoria, pod kierownictwem wysoko wykwalifikowanych

fachowców. Mimo to, z uwagi na istotne znaczenie budowli wodnych w planie całej inwestycji wodno-melioracyjnej, musimy zapewnić należytą jakość wykonawstwa, zatem również wysoką wartość wykonywanych betonów. Oczywiście, mamy do dyspozycji fundamentalne dzieła jak „Technologia betonu” prof. Paszkowskiego i inne, jednak wydaje się celowe stworzenie krótkich praktycznych wytycznych technologii betonu, w specyficznych warunkach robót wodno-melioracyjnych.

W niniejszym artykule podejmujemy próbę konspektywnego podania właśnie takich wytycznych dla wykonawców budowli wodnych, zresztą w przeświadczeniu, że należy traktować tę próbę jako szkielec ewentualnej instrukcji, która byłaby w przyszłości szczegółowo opracowana i wydana jako obowiązująca. Autor odstępuje tutaj od powtarzania znanych, podstawowych zasad technologii ogólnej betonu, natomiast stara się przytoczyć zalecenia praktyczne i naświetlić okoliczności, które jego zdaniem są istotne w specyficznych warunkach budownictwa wodno-melioracyjnego.

Istotne cechy betonu, zastosowanego w wyżej wymienionych budowlach, stanowią:

- wytrzymałość na siły statyczne i dynamiczne,
- wytrzymałość na ścieranie.

Odnosnie punktu a) sprawa jest dostatecznie naświetlona w ogólnej technologii betonu oraz w teorii żelbetu, natomiast odnośnie punktu b) znajdujemy w literaturze technicznej znacznie mniej materiału; poza tym te dane, które mamy na temat ścierania betonu, najczęściej dotyczą wyników badań wytrzymałości na ścieranie przy tarcu potoczystym, czyli „szlifowanemu”, jak na przykład w przypadku betonowych nawierzchni drogowych, względnie posadzek i chodników. Dla zilustrowania tematu przedstawiony jest szereg takich danych przy końcu niniejszego tekstu.

Sądzić należy, że wdzięcznym tematem dla naszych naukowo-badawczych instytutów budownictwa wodnego byłoby zebranie i opublikowanie własnych i zagranicznych wyników badania wytrzymałości betonu na ścieranie pod działaniem przepływu wody, i to wody czystej oraz wody, prowadzącej różne rodzaje ciał zawieszonych i wleczonych (rumowiska).

Najistotniejsze momenty, mające wpływ na wytrzymałość betonu w budowlach wodnych na ścieranie są następujące:

- szczelność czyli stopień zagęszczenia betonu,
- jakość kruszywa, jego wytrzymałość na ścieranie, jego skład granulometryczny i mineralogiczny,
- rodzaj cementu i jego ilość w betonie.

Znaczenie niektórych wyszczególnionych momentów jest nieco odmiennie traktowane przez różnych autorów (N e c h a y, K l e i n l o g e l); wypośredkować jednak można następujące zasady:

Szczelność betonu — przeciwdziała wylupowaniu, wymywaniu ziarn; szczelność betonu osiąga się sposobami, znanymi z ogólnej technologii betonu (patrz P a s z k o w s k i, K o b y l i Ń s k i, N e c h a y i inni).

Jakość kruszywa. Pożądane jest kruszywo skalne twarde, a więc np. kruszywo kwarcowe jest lepsze, niż kruszywo z wapnia i innych miękkich skał; jeżeli znana jest wytrzymałość na ścieranie samego kruszywa, to wytrzymałość na ścieranie betonu, wytworzonego z powyższego kruszywa, wyrazi się liczbą około 2 razy mniejszą¹⁾. Odnosnie wytrzymałości na ścieranie różnych skał, wyrażonej w liczbach zużycia (ubytku) badanej skały, podano szereg danych w załączonych zestawieniach wykresowych i tabelarycznych.

Należy podkreślić istotny fakt, że ziarna kruszywa mają znacznie większą wytrzymałość na ścieranie, niż otaczające je spoiwo cementowe, dlatego obecność kruszywa z przewagą grubszych ziarn, odpornych na ścieranie (granit, bazalt), jest decydująca dla osiągnięcia betonu, wytrzymałego na ścieranie; Gr a f b a d a l wpływ składu granulometrycznego kruszywa i znalazł, że przy jednakowej zawartości cementu największe zużycie (ubytek) pod działaniem ścierania wykazał taki beton, który miał największą zawartość frakcji piaskowej grubości < 1 mm.

Zważywszy, że może nas interesować wytrzymałość na ścieranie także zaprawy cementowo-piaskowej, przytoczone są poniżej wyniki badań Burcharta odnośnie ścieralności takiej zaprawy; liczby oznaczają zużycie (ubytek) badanego materiału w cm³ pod działaniem ścierania.

Z powyższego zestawienia widać, że najodporniejsze na ścieranie spośród zapraw cementowo-piaskowych są mieszan-

mieszanka	cement bez piasku	1 cz. cem. 2 cz. pias.	1 cz. cem. 4 cz. pias.	1 cz. cem. 8 cz. pias.	1 cz. cem. 12 cz. pias.
zużycie (ubytek) przy ścieraniu	26,5 cm ³	11,9 cm ³	12,0 cm ³	18,3 cm ³	33,5 cm ³

ki w stosunku 1:2 do 1:4, natomiast mieszanki chudsze, a także sam cement bez piasku są znacznie mniej odporne na ścieranie; warto o tym pamiętać przy wykonywaniu połączeń rur betonowych, przy wyprawianiu elementów budowli wodnych zaprawą cementowo-piaskową oraz przy spoinowaniu („fugowaniu”) licówki taką zaprawą.

Rodzaj cementu i jego ilość w betonie. Z punktu widzenia wytrzymałości betonu na ścieranie wskazane jest zastosowanie cementu o większej wytrzymałości na rozciąganie, ponieważ wtedy trudniej wylupują się ziarna kruszywa. Wobec tego należy użyć cementu portlandzkiego marki „250”, a w żelbecie cementu portlandzkiego marki „350”; na równi z cementem portlandzkim należy stosować cement hutniczy marki „250”, w szczególności przy występujących wodach zakwaszonych; ze względu na małe ciepło wiązania celowe jest użycie cementu hutniczego przy wykonywaniu większych bloków betonowych, natomiast niewskazane jest użycie cementu hutniczego przy wykonywaniu robót w okresie mrozów.

Co do ilości cementu w betonie, to można powiedzieć generalnie, że cement w większej ilości powoduje lepszą przyczepność, jednak dla wykonawcy robót będą miarodajne następujące konkretne kryteria:

- podana przez projektanta wartość wymaganej wytrzymałości betonu R₂₈,
- rozpoznane cechy posiadanego kruszywa i wynik obliczenia dozowania składników betonu według instrukcji dla laboratoriów polowych.

* * *

Do czasu zorganizowania dostatecznej ilości laboratoriów polowych, zaopatrzonych w pełny sprzęt, należy wymagać od wykonawców budowli wodnych przeprowadzenia badania wytrzymałości próbek betonu sprzętem i metodami prowizorycznymi, zamiast zginięcia próbek na prasie hydraulicznej — zastosować łamanie beleczek próbnych według PN/B-196. Receptura dozowania betonu, sprawdzona w powyższy sposób, powinna być uwidoczniona na tabliczkach na placu budowy.

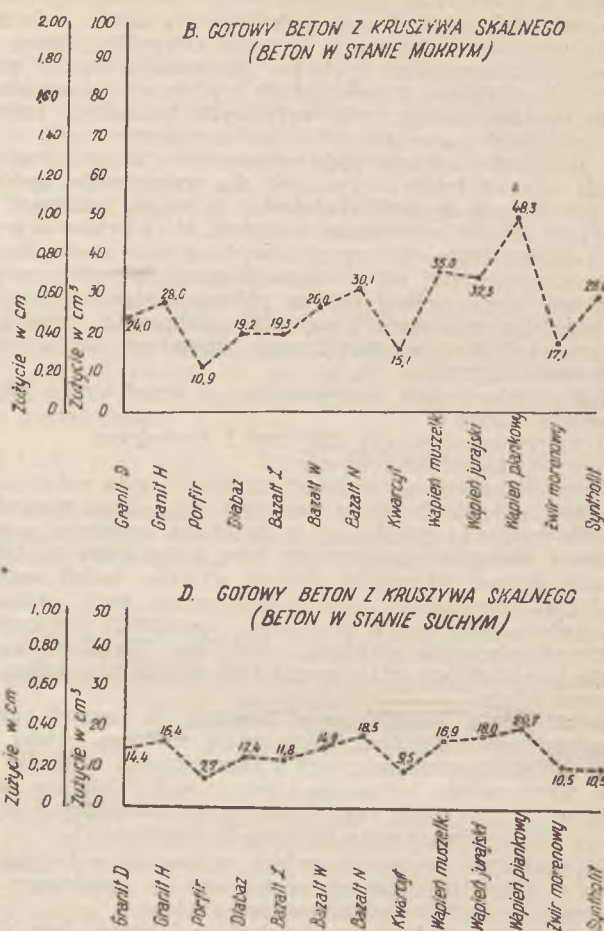
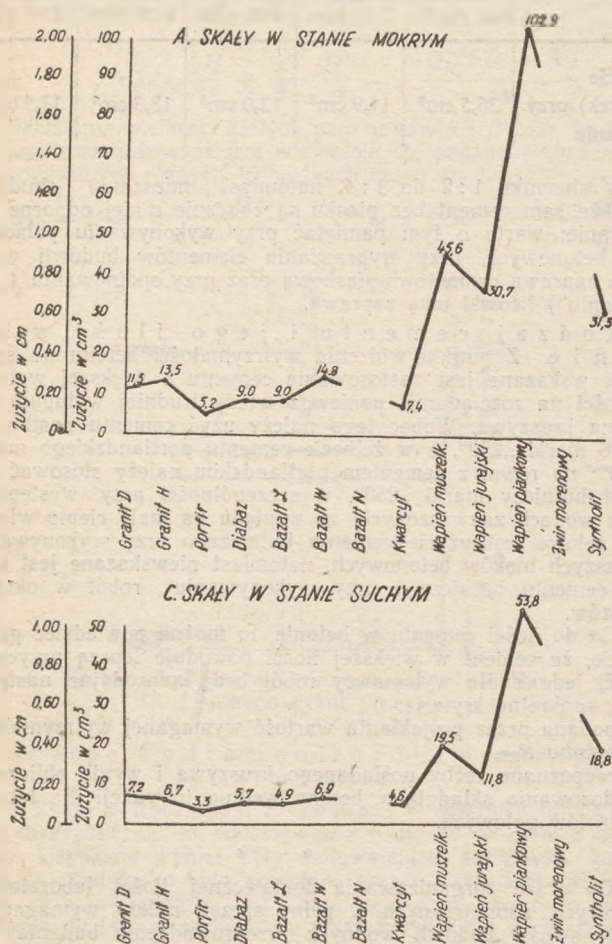
Aczkolwiek pomiędzy wytrzymałością na ścieranie, a innymi cechami betonu nie ma ściśle ustalonych liczbowych powiązań, to jednak z dostatecznym prawdopodobieństwem można przyjąć, że jeżeli:

- zastosujemy kruszywo z twardych skał o dostatecznej wartości frakcji grubej (kryterium mineralogiczne i granulometryczne),
 - równocześnie dobierzemy, taką czy inną metodą, technologicznie prawidłowy skład betonu,
 - przy złamaniu beleczek próbnych uzyskamy wytrzymałość wymaganą przez projektanta,
 - wykonamy technologicznie prawidłowo mieszanie, wbudowanie i pielęgnowanie betonu,
- natenczas osiągniemy także możliwie wysoki stopień wytrzymałości na ścieranie.

Wykonawcom budowli wodnych należy wdrożyć zrozumienie, że błędy w opracowaniu receptury dozowania betonu w pewnej mierze są łagodzone przez prawidłowe mieszanie i wbudowanie betonu oraz należyte pielęgnowanie gotowego betonu. Właśnie dlatego i szczególnie przy obecnym braku rozpowszechnienia laboratoriów polowych należy wymagać, żeby beton był wymieszany w betoniarce nawet przy stosunkowo niewielkiej ilości mas, a nie wymieszany ręcznie; rozpowszechnienie użycia wibratorów jest konieczne i możliwe, tym bardziej że zmontowanie nieskomplikowanego wibratora, napędzanego małym motorkiem spalinowym (prąd nie wszędzie będzie doprowadzony), leży w granicach zdolności produkcyjnej nawet małego warsztatu. Co do przepisowej pielęgnacji gotowego betonu, to jest jasne samo przez się, że ochrona przed nasłonecznieniem i polewanie należy tylko od dobrej woli wykonawcy; trzeba jak najczęściej przypominać wykonawcom, że utrzymywanie świeżo wykonanego betonu w należytej wilgot-

¹⁾ Reguła ta jest miarodajna tylko dla kruszywa ze skał twardych.

Tablica I. Wykreślne zestawienie badanych na ścieranie skał i betonów wg doświadczeń Graffa.



Badano: Kruszywo skalne mokre (wykres A) i suche (wykres C). Gotowy beton mokry (wykres B) i suchy (wykres D), z tegoż kruszywa skalnego grub. > 3 mm, kruszywo drobniejsze od 3 mm składa się z piasku o dużej zawartości kwarcu.

ności przeciwdziała powstawaniu rysów włoskowatych skurczowych, które nie tylko powiększają ścieralność wykonanego elementu budowli wodnej, ale ponadto sprzyjają korozji betonu.

Należy zaznaczyć, że tak zwany „beton utwardzony“, to jest z domieszką grysków z bardzo twardych materiałów (karborund, korund, opłiki stalowe) lub z domieszką patentowanych płynnych dodatków chemicznych — w zasadzie posiada większą wytrzymałość na ścieranie, lecz dotychczas był stosowany raczej tytułem próby w konstrukcjach nawierzchni drogowych i w posadzkach przemysłowych, natomiast w budowlach wodnych, przynajmniej u nas, nie znajduje zastosowania.

* * *

TABLICA II. Średnie wyniki zaobserwowanego zużycia skał na ścieralność wg danych niemieckich DIN 2100

Skały wulkaniczne				Skały osadowe				Skały metamorficzne
granit, sienit, diorit, gabbro, porfir kwarcowy	bazalt, melafir	ława bazaltowa	diabaz	kwarcyt, szarogłaz	piaskowce kwarcytowe	inne piaskowce kwarcytowe	wapień (szczelny i twardy)	gnejsy
5 — 8	5 — 8,5	12 — 15	5 — 8	7 — 8	10 — 14	15 — 40	4 — 10	
(0,10 — 0,16)	(0,10 — 0,17)	(0,24 — 0,30)	(0,10 — 0,16)	(0,14 — 0,16)	(0,20 — 0,28)	(0,30 — 0,08)	(0,08 — 0,20)	

Uwaga: górne liczby oznaczają zaobserwowane zużycie w cm³ dla płaszczyzny ścierania 50 cm², dolne liczby (w nawiasach) oznaczają zaobserwowane zmniejszenie grubości w cm.

W doświadczeniach próbach wytrzymałości materiału na ścieranie przyjmuje się zwykle następujące kryteria:

- zużycie czyli ubytek materiału podczas próby ścierania, wyrażony w cm³ dla płaszczyzny ścierania 50 cm²,
- zużycie czyli ubytek grubości materiału podczas tejże próby, wyrażony w cm.

* * *

Dla zilustrowania wartości liczbowych przedstawiono następującą tablicę:

Tabl. I. Wykreślne zestawienie zużycia badanych na ścieranie skał i betonów według Graffa. Na wykresach pokazano wytrzymałość na ścieranie różnych skał i betonów, a ponadto wyraźnie widać, że skały i betony w stanie mokrym są znacznie (około dwukrotnie) mniej odporne na ścieranie, aniżeli w stanie suchym; z powyższego wynika, że elementy budowli wodnych, znajdujące się stale pod działaniem przepływającej wody z rumowiskiem, pracują w gorszych warunkach, niż np. betonowe nawierzchnie drogowe.

Tabl. II. Zestawienie zużycia badanych na ścieranie skał według danych z norm niemieckich DIN.

Tabl. III. Zestawienie dopuszczalnego zużycia na ścieranie według przepisów niemieckich dotyczy przeważnie elementów konstrukcji drogowych, jednak daje pewien pogląd na to, jakiego rzędu mogą być postawione wymagania w stosunku do ścieralności elementów budowli wodnych.

Tabl. III. Zestawienie dopuszczalnego zużycia na ścieranie według przepisów niemieckich dotyczy przeważnie elementów konstrukcji drogowych, jednak daje pewien pogląd na to, jakiego rzędu mogą być postawione wymagania w stosunku do ścieralności elementów budowli wodnych.

TABLICA III. Normy dopuszczalnego zużycia na ścieranie wg przepisów niemieckich.

Przepis	DIN 483 krawężniki betonowe drogowe		DIN 485 płyty chodnikowe betonowe		projektowana norma DIN 1110 — 1939 rok okładziny z betonu utwardzonego i ele- menty z betonu utwardzonego			przepisy kolejowe dla okładzin z betonu utwardzonego	przepisy budowy dróg samocho- dowych (autostrad) dla nawierzchni betonowych
klasa jakości	I	II	I	II	typ lekki	typ średni	typ ciężki		
	15 (0,30)	26 (0,52)	15 (0,30)	26 (0,52)	1,4 — 8,0 (0,028 do 0,016)	1,4 — 4,0 (0,028 do 0,08)	1,4 — 4,0	1,4 — 4,0 (0,028 — 0,08)	skała 10 cm ³ , (0,20 cm) beton suchy 17,5, (0,35) beton mokry 32,5, (0,65)

Uwaga: górne liczby oznaczają dopuszczalne zużycie materiału w cm³ dla płaszczyzny ścierania 50 cm²,
dolne liczby (w nawiasach) oznaczają dopuszczalne zmniejszenie grubości w cm.

W końcu należy podkreślić, że, abstrahując od obowiązków wykonawcy, poważna część odpowiedzialności ciąży na projektancie, który musi podać wymaganą wytrzymałość betonu R_{28} oraz skonstruować projekt budowli z uwzględnieniem dopuszczalnych chyżości wody; odnośnie dopuszczalnych chyżości

znajdujemy sporo danych w literaturze polskiej i zagranicznej; należy sobie życzyć, ażeby projektanci przyjmowali dopuszczalne chyżości wody ostrożnie i wnikliwie, a więc raczej dolne liczby w tych tabelach, gdzie podano wartości od — do; tym bardziej, że wartości podawane przez różnych autorów są dość rozbieżne, co wskazywałoby na jeszcze niedostateczny stopień badań naukowo-laboratoryjnych i doświadczalnych w przedmiocie wytrzymałości betonu na ścieranie w wodzie płynącej.

Tendencja ostrożnego projektowania jest o tyle usprawiedliwiona, że obecnie jakość wykonawstwa budowli wodnych jeszcze nie zawsze stoi na pełnej wysokości zadania, czego główną przyczyną jest fakt, że na razie jeszcze brak nam wystarczającej ilości kadr, przygotowanych do opowania wielkich zadań gospodarki wodnej. Intencją autora jest, żeby przedstawione w niniejszym artykule praktyczne wskazówki już w obecnym stanie rzeczy przyczyniły się do podniesienia jakości wykonawstwa budowli wodnych.

Inż. CZESŁAW STEPNOWSKI

Ubezpieczenie skarp kanałów otwartych kamieniem sztucznym „Pustobet”

W 1947 r. autor niniejszego podał projekt ubezpieczenia skarp kamieniem sztucznym „Pustobet”. Projekt ten został rozpatrzony przez Techniczną Radę b. Ministerstwa Komunikacji z opinią pozytywną.

Kamienie „Pustobet” zastosowano w okresie 1947 — 48 do ubezpieczenia skarp w avant-portach śluz na kanale Augustowskim i upuszcie na Czarnej Hańczy, o łącznej powierzchni ok. 6 000 m².

Dla lepszego zrozumienia właściwości „Pustobetów” podajemy ogólne uwagi o ubezpieczeniu skarp kanału, których celem — jak wiemy — jest:

- utrzymanie zaprojektowanego poprzecznego przekroju kanału,
- zabezpieczenie ścieżki holowniczej i innych budowli przykanałowych od podmycia.

Do przyczyn naruszenia stateczności skarp należy przede wszystkim zaliczyć:

- zmiany zwierciadła wód gruntowych powodowane wahaniami zw. wody w kanale (zjawisko to zachodzi przy wykorzystaniu kanału dla szczytowej pracy siłowni wodnej lub gdy kanał jest zasilany wodami gruntowymi).
- Działanie mechaniczne fal wody, lodu, wód powierzchniowych i erozji wody płynącej (w kanałach przepływowych). Ubezpieczenie powinno spełniać warunki:
- Wodoprzepuszczalności, dla uniemożliwienia piętrzenia wody gruntowej dopływającej do kanału.
- Elastyczności, zapobiegającej pękaniu ubezpieczenia.
- Posiadania należytego fundamentu.
- Odporności na działanie mechaniczne fal, lodu i wody powierzchniowej.
- Estetyczności wyglądu.
- Taniści.

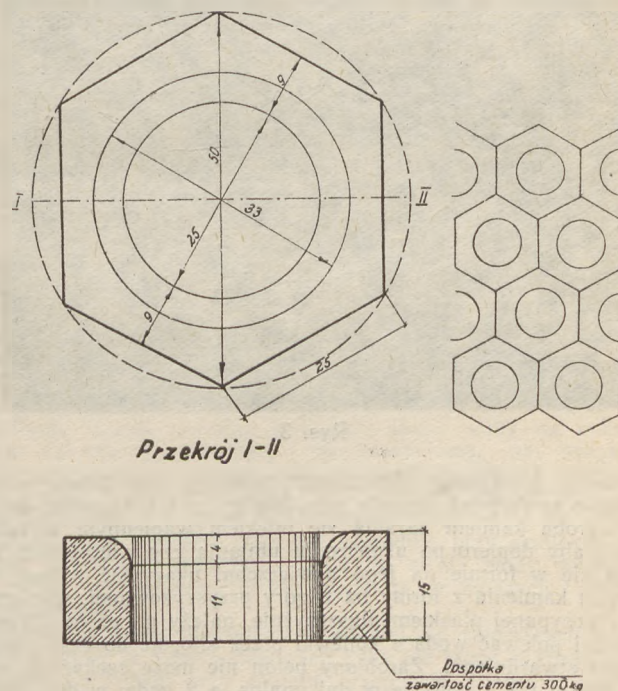
Przyjmowane w praktyce ubezpieczenia skarp są różnorodne i uzależnione od przeznaczenia, od warunków hydraulicznych, geologicznych i finansowych.

„Pustobety” mają zastosowanie przy zabezpieczaniu skarp avant-portów, śluz i skarp kanałów od szkodliwego działania fal wodnych oraz spływającej wody gruntowej. Zasadnicze cechy ubezpieczenia skarp „Pustobetami” są:

- ich trwałość,
- wodoprzepuszczalność,
- elastyczność,
- dobre oparcie,

- możliwość rozpoczęcia ubezpieczenia skarpy na dowolnej jej wysokości,
- estetyczny wygląd.

Trwałość ubezpieczenia otrzymujemy przez dobre uziarnienie betonu i dokładne ubicie go w formach.

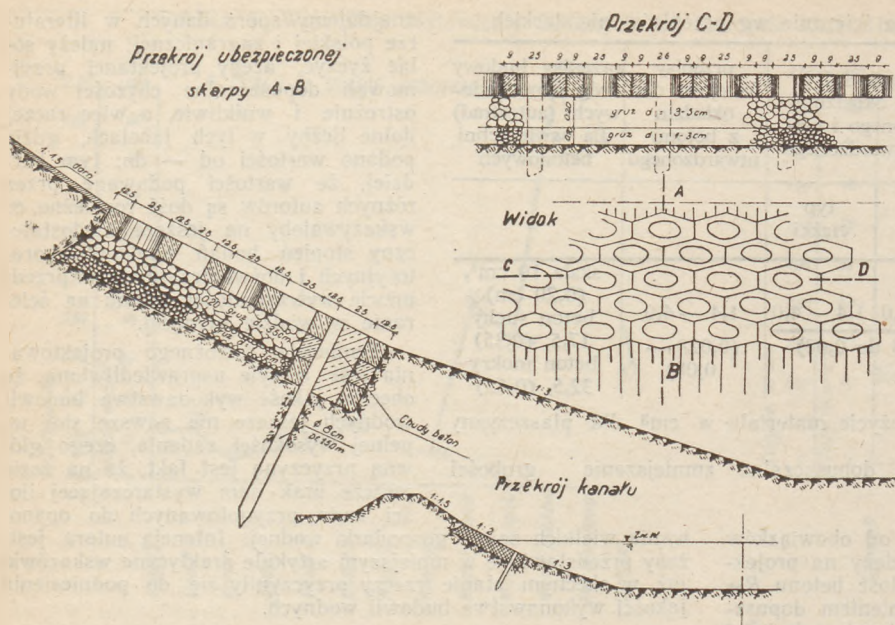


Rys. 1

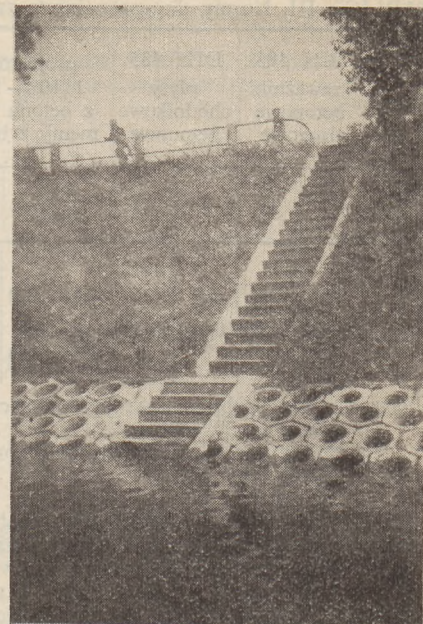
Wodoprzepuszczalność ubezpieczenia bez wypłukiwania gruntu otrzymuje się dzięki otworom w kamieniach i ułożeniu ich na warstwie gruzu.

Elastyczność ubezpieczenia otrzymuje się przez luźne jeden obok drugiego układanie kamieni.

Przez nanizanie kilku sztuk kamieni na uprzednio zabite



Rys. 2



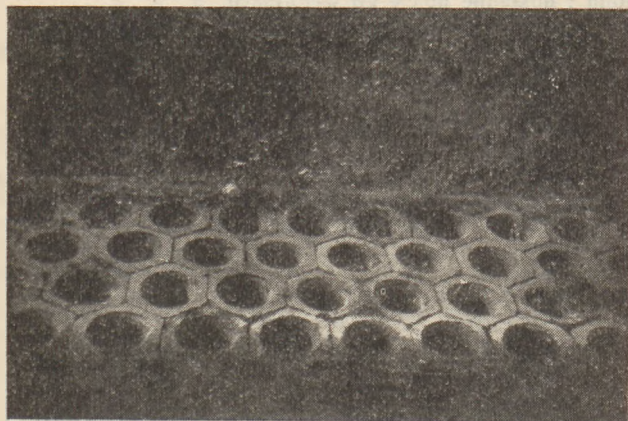
Rys. 4

kolki i zabetonowanie pustych miejsc w kamieniach otrzymuje się dobre oparcie ubezpieczenia. Tym sposobem rozpoczęcie ubezpieczenia skarpy jest możliwe na dowolnej wysokości.

Gładkie, symetrycznie podziurawione powierzchnie w odbiciu w lustrze wody dają estetyczny wygląd skarpom.

Jak widać z rys. 1 i 2 „Pustobet” jest to pustak betonowy o kształcie sześciokątnym.

Wyrób „Pustobetów” może odbywać się z betonu wibrowanego lub ubijanego. „Pustobet” z betonu wibrowanego ma tę przewagę nad kamieniem z betonu ubijanego, że masa jego jest bardziej gęsta i bardziej odporna na ścieranie.



Rys. 3



Rys. 5

Beton do wyrobu „Pustobetu” powinien być dobrze uziarniony, o zawartości cementu min. 300 kg na 1 m³ betonu. Beton do wyrobu kamieni zarabia się mlekiem wapiennym w takiej ilości, aby dopiero po ukończeniu ubijania czy wibrowania zaczęła się w formie na jego powierzchni ukazywać wilgoć. Po wyjęciu kamienia z formy na z góry przyszykowanej, wyrównanej i posypanej piaskiem płaszczyźnie, należy go przez kilkanaście dni polewać wodą z konewki przez sito, aż do czasu należytego stwardnienia. Zarobiony beton nie może czekać na wyrób dłużej niż 1 godzinę w dni upalne, a 2 godz. w dni chłodniejsze.

Wymiary „Pustobetu” podaje rys. 1.

Teoretyczny ciężar 1 kamienia	37,4 kg
Objętość kamienia	0,017 m ³
Powierzchnia brutto	0,162 m ²
Na 1 m ² ubezpieczenia kamieni	6,17 szt.

Rys. 3 i 4 przedstawiają ubezpieczenia skarpy „Pustobetami” po 6-letniej ich pracy. Rys. 5 przedstawia przedłużenie ubezpie-

czenia skarpy uwidocznionej na rys. 3 ubezpieczonej „Trylinkami”. Zastosowanie dwóch typów okładziny ubezpieczenia skarpy miało na celu porównanie ich pracy w jednakowych warunkach. Okazało się, że „Pustobety” nie zarastają, czego nie można powiedzieć o „Trylinkach”. Fakt ten należy tłumaczyć tym, że nasiona chwastów w „Pustobetach” są swobodnie unoszone przez wypływ wody, natomiast przy płytach pełnych są zatrzymywane w szczelinach łącz.

Wg opinii miejscowego kierownika robót „ubezpieczenia skarpy omawianego typu nadają się dla kanałów żeglugi i in-

nych oraz niewielkich zbiorników, nie narażonych na działanie wysokich fal. W szczególności z uwagi na estetyczny wygląd, trwałość i dogodny dostęp, ubezpieczenie to może znaleźć zastosowanie w basenach sportowych oraz przy regulacji cieków w miastach i osiedlach. Wykonanie i układanie kamieni jest łatwe, może być prowadzone przez niewykwalifikowanych robotników. Przy odpowiednim zwiększeniu wymiarów, można kamienie „Pustobety” zastosować jako ubezpieczenie typu ciężkiego dla skarpy dużych zbiorników, po uprzednim przeprowadzeniu doświadczeń.”

Wg przeprowadzonej przez „Hydroprojekt” kalkulacji cen ubezpieczenia skarpy dla jednej z projektowanych budowli, koszt 1 m² płaszczyzny ubezpieczenia na podsypce gruzowej, w tych samych warunkach wynosi przy zastosowaniu: „Pustobetów” — 57 zł, „Trylinki” — 69 zł, kamienia łamanego — 65 zł. Biorąc pod uwagę charakter masowy robót ubezpieczeniowych skarpy kanałów wynika oszczędności ze stosowania „Pustobetów” mogą być bardzo znaczne.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

INŻ. ANTONI ARKUSZEWSKI

Dotychczasowe osiągnięcia przy stosowaniu gwarantowanych głębokości na naszych drogach wodnych

Wstęp

Zasada gwarantowania tranzytowych głębokości dla żeglugi przez administrację dróg wodnych została wprowadzona w Polsce z początkiem 1952 r. drogą Uchwały Prezydium Rządu nr 657 z dnia 15 września 1951 r.¹⁾

Gwarantowanie żegludze pewnych minimalnych głębokości tranzytowych stanowi nowość, budzącą w szerszym gronie pracowników służby dróg wodnych, a nawet pośród samego kierownictwa pewne niedowierzanie i obawy co do realności tych głębokości, zwłaszcza w odniesieniu do Wisły środkowej a tym samym i co do spodziewanych efektów żeglugowych.

W Związku Radzieckim w dorzeczu Wołgi próby wprowadzenia gwarantowanych głębokości datują się od bardzo dawna. Już od 1901 r. z inicjatywy inż. Klejbera, rozpoczęto na Woldze systematyczne bagrowania przemiałów, celem zabezpieczenia pewnej minimalnej gwarantowanej głębokości tranzytowej, stanowiącej podstawę dla planowej pracy żeglugi. Rezultaty okazały się bardzo dobre, gdyż np. na środkowej Woldze udało się w okresie niżówkowym utrzymać głębokości dwukrotnie większe od istniejących poprzednio.

Dalsze prace powiększania głębokości na szlakach żeglownych, przy pomocy robót pogłębiarskich w połączeniu z regulacją i robotami nurtowymi, dały na wielu odcinkach nadspodziewane wyniki. Np. na rzece Oka udało się w okresie 1932 — 1938 zwiększyć istniejące głębokości o 35%.

Dla scharakteryzowania rozmiaru tych robót można podać, że na rzece Woldze corocznie bagruje się ok. 15 milioów m³ gruntu²⁾.

Rzeki polskie różnią się bardzo znacznie od rzek dorzecza Wołgi tak co do wielkości, jak co do spadku, wielkości przepływów i ich rozkładu, jak również materiału dna. Dlatego też i sposoby wypraktykowane na Woldze nie mogą być w całej rozciągłości zastosowane u nas i musimy wypracować własne sposoby poprawiania doraźnego głębokości naszych rzek, zwłaszcza Wisły i Odry.

Zasada stałej walki o systematyczne powiększanie głębokości tranzytowych, w dodatku gwarantowanych jest niewątpliwie słuszną, bowiem mobilizuje z jednej strony służbę dróg wodnych do maksymalnego wysiłku dla usprawnienia poszczególnych jej odcinków, z drugiej zaś ułatwia planową pracę przedsiębiorstw żeglugowym i powiększa ich rentowność.

Powyższe znalazło potwierdzenie w osiągnięciach 1952 r., w którym ilość przewozów wodnych wzrosła w porównaniu do roku poprzedniego:

w tonach	na Odrze o 46,8%,	na Wiśle o 53,2%
w tonokilometrach	" 66,9%	" 49,0%

Zadania postawione w 1952 r.

i spodziewane efekty

W 1952 r. objęto gwarantowanymi głębokościami następujące szlaki wodne:

- Na Odrze zagwarantowano głębokość nie mniejszą niż 120 cm.
- Na Wiśle zagwarantowano głębokość na odcinku od Warszawy do Bydgoszczy 100 cm, a od Bydgoszczy do Gdańska 120 cm.
- Na drodze wodnej Bydgoszcz — Kostrzyn, to jest na dolnej Noteci i dolnej Warcie³⁾ zagwarantowano głębokości 120 cm.

Gwarancją objęto okresy, gdy stany wody utrzymują się powyżej średnio-niskich z okresu żeglugi, podczas gdy w okresach o stanach wyjątkowo niskich, gwarantowanie jakiegokolwiek określonej głębokości nie jest możliwe. Stanu średnio-niskiego

dla poszczególnych wodowskazów 1951 r. nie sprecyzowano, a tym samym nie został określony czasokres trwania gwarancji głębokości tranzytowych na poszczególnych odcinkach dróg wodnych.

Przyjęte wyżej założenia oparte były z jednej strony na pewnych minimalnych wymaganiach żeglugi, z uwagi na głębokość zanurzenia posiadanych holowników, z drugiej strony na wynikach statystycznych, pewnych przeliczeniach hydrologicznych oraz opinii miejscowej służby dróg wodnych.

Na Odrze zabezpieczenie gwarantowanych głębokości dotyczyło przede wszystkim odcinka od Rędzina do Kostrzyna, na którym w okresie posuchy głębokości na przemiałach spadają poniżej 70 cm. Powiększenie tych głębokości jest możliwe w pewnym stopniu przez lokalne roboty regulacyjne, uzupełnione przez roboty pogłębiarskie, pod warunkiem jednak równoczesnego zasilania Odry ze zbiorników. Bez zasilania bowiem, wobec spadania przepływu w okresie niżówkowym poniżej 30 m³/sek (a wyjątkowo nawet do 20 m³/sek), przy tak małym przepływie o jakimkolwiek efekcie pogłębiania czy też regulacji nie ma co myśleć.

Do 1951 r. żegluga na Odrze dążyła do wykorzystania ładowności taboru w 75%. Dla zapewnienia odpowiednich głębokości stosowano system zasilania przepływów rzeki przez wypuszczanie krótkich 3 — 4-dniowych fal ze zbiorników, zabezpieczających doraźnie głębokości, każdorazowo ustalane w zależności od załadowania barek.

Od 1952 r. metoda ta została zaniechana. Zdecydowano się w zasadzie przejść na zasilanie ciągłe, które daje następujące korzyści w porównaniu z zasilaniem falowym:

a) Ruch ciągły stwarza lepsze warunki eksploatacji, podczas gdy ruch falowy uniemożliwia regularność przewozu i pracy portów, zwiększa przestoje taboru i utrudnia pracę dyspeterską.

b) Zasilanie ciągłe przyczynia się do stabilizacji dna rzeki, podczas gdy ruch falowy o gwałtownych i częstych wahanach poziomu wody powodował każdorazowo intensyfikację ruchu rumowiska dennego, jego przemieszczanie z miejsca na miejsce, a tym samym deformacje dna rzeki.

c) Utrzymanie i remonty istniejących budowli regulacyjnych oraz wszelkich umocnień brzegów i obudowy skarp kanałów są łatwiejsze i tańsze przy unormowanym przepływie, podczas gdy zasilanie falowe, z przeszło metrowymi wahaniami wody w okresach 10-dniowych, przyczynia się do niszczenia budowli wodnych, obrywania się i dziczenia brzegów i podrożenia robót regulacyjnych.

d) Gospodarka zbiornikowa przy zasilaniu ciągłym jest łatwiejsza i daje lepsze wykorzystanie zbiorników, podczas gdy zasilanie falowe wymaga większych ilości wody na pokrycie strat na retencję gruntową i powierzchniową, na wsiąkanie w brzegi oraz na wypełnianie przestrzeni między ostrogami oraz koryt bocznych. Poza tym podłużne spłaszczanie fali (w odróżnieniu od spłaszczania poprzecznego, które ma miejsce również przy zasilaniu ciągłym) powoduje przy zasilaniu falowym dodatkowe, stosunkowo znaczne, straty wody, względnie znaczne zmniejszenie efektu zasilania w dalszych partiach w dół rzeki.

e) Gospodarka energetyczna siłowni na zbiornikach zasilających, które w okresie nawigacji i tak nie mogą pracować jako szczytowe, będzie przy stałym przepływie znacznie korzystniejsza, niż przy zrzućcie okresowym, powodującym wypuszczanie wody w znacznej części przepływem jałowym. Dotyczy to kilku siłowni na Odrze, które przy zasilaniu ciągłym mają możliwość zwiększenia swej produkcji na skutek zmniejszenia przepływów jałowych.

W wyniku zestawienia powyższych przesłanek, jak również w nawiązaniu do posiadanego potencjału taboru pogłębiarskiego, do ukształtowania dna rzeki, do pojemności dyspozycyjnej

¹⁾ „Gospodarka Wodna” nr 12/51.

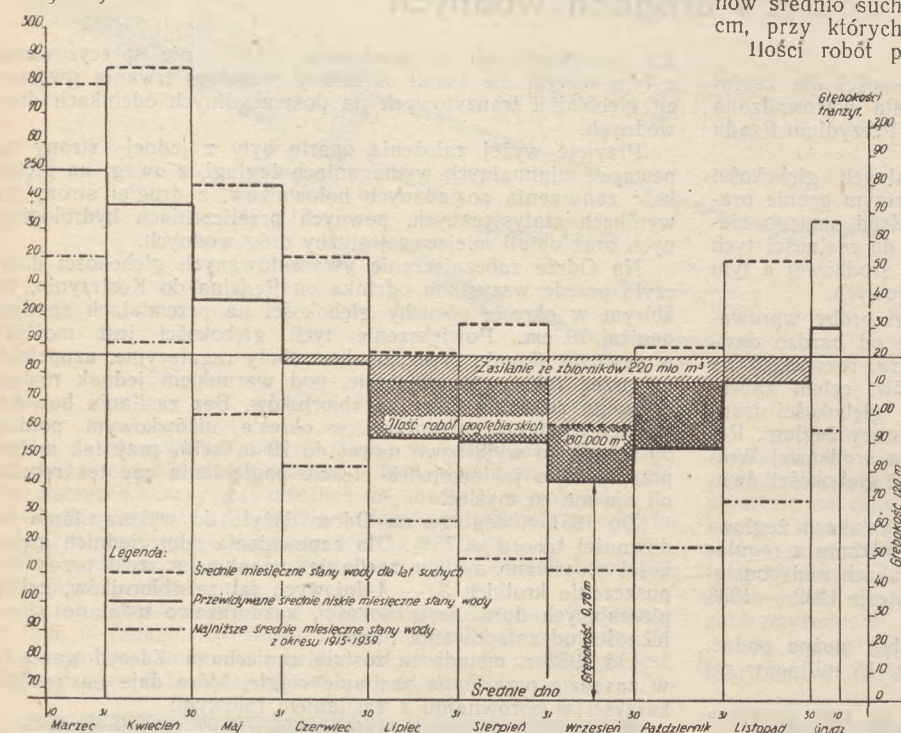
²⁾ N. J. Makkawiejew — Rusłowej reżim riek i trassirovanije prorjezje 1949 r.

³⁾ Na kanale Bydgoskim i Noteci skanalizowanej głębokości są znacznie większe.

zbiorników zasilających i stosunków hydrologicznych na Odrze, spróbowano opracować plan uzyskania stałej głębokości tranzytowej dla żeglugi (rys. 1).

Przed wszystkim należało ustalić dla jakiego charakterystycznego roku ten plan ułożyć. Bazowanie na latach średnich dawało by było zbyt optymistyczne, bazowanie na latach najsuchszych wprowadziłoby wprawdzie czynnik pewności w dalsze opracowania, byłoby to jednak czynnikiem demobilizującym wysiłki służby dróg wodnych. Ostatecznie przyjęto za

Stany wody na wodowskazie w Brzegu Dolnym



Rys. 1. Plan uzyskania stałej głębokości tranzytowej dla żeglugi na Odrze na rok 1952

podstawę przeciętny rok suchy, jako średni z lat suchych z okresu 25 lat.

Dla pierwszego przybliżenia oparto się nie na krzywych częstotliwości pojawiania się różnych stanów, ale wprost na średnich stanach miesięcznych.

Dla okresu 1915 — 1939 ustalono średni sumaryczny odpływ w ciągu całego okresu żeglugi oraz także odpływy w poszczególnych latach tego czasokresu. Następnie wylimitowano lata (10) o odpływie wyższym od średniego, biorąc do dalszych obliczeń tylko lata suchsze od roku średniego. Dla tych 15 lat suchych ustalono średnie miesięczne stany wody oraz najniższe średnie miesięczne stany poszczególnych lat całego okresu 1915 — 1939. Dalej założono, że dla miesięcy średnio suchych stany wody prawdopodobnie będą kształtować się blisko średniej arytmetycznej z obu wyżej podanych średnich. W ten sposób uzyskano krzywą przewidywanych średnich niskich miesięcznych stanów wody i odpowiednią krzywą przewidywanych naturalnych głębokości tranzytowych. Przeliczenie powyższe wykonano dla trzech wodowskazów: Brzeg Dolny, Nowa Sól i Ślubice.

Aczkolwiek wyżej opisany sposób ułożenia planu głębokości dla Odry znać należy za bardzo uproszczony, a tym samym za materiał nie przedstawiający większej wartości pod względem hydrologicznym, niemniej jednak w ogóle jakiegokolwiek planowania głębokości na naszych rzekach, wobec znacznych wahań stanów wód w poszczególnych miesiącach, znać należy za bardzo hipotetyczne, wobec czego poprzestano na razie na materiale opracowanym w sposób wyżej podany.

Następnie w oparciu o profil synoptyczny Odry z 1950 r. i o statystykę przemialów, należało stwierdzić, jakie efekty dać mogą roboty bagrownicze. Wykonana w latach ubiegłych analiza kilkudziesięciu najważniejszych przejść wykazała, że wznie-

ogół 23 do 35 cm, średnio 28 cm, czyli że mają one wyraźny wpływ na przeciętną głębokość, osiągniętą regulacją.

Drogą robót pogłębiarskich, nawet przy dostatecznej ilości taboru, nie da się pogłębić tych przemialów o podane wyżej 28 cm, tj. do rzędnej dna projektowanego, a maksymalnie uda się uzyskać pogłębienie na przemialach ok. 20 cm.

Dla zasilania Odry, dysponuje się w przeciętnym roku ok. 220 miln. m³ wody w zbiornikach. Odpowiednio ułożony plan gospodarki wodą zasilającą, przy równoczesnym pogłębianiu przemialów o 20 cm, wykazał, jak to widać z rys. 1, że dla stanów średnio suchych można utrzymać na Odrze głębokości 120 cm, przy których żegluga może swobodnie się odbywać.

Ilości robót pogłębiarskich do wykonania okazały się stosunkowo znaczne, bo np. na odcinku od 261 do 378 km, tj. 117 km długości, ok. 180 000 m³, czyli 1500 m³ bagrowania na 1 km rzeki, które w sezonie trzeba powtórzyć prawdopodobnie dwukrotnie.

Posiadamy tabor pogłębiarski okazał się niedostateczny i trzeba go było odpowiednio powiększyć.

W oparciu o powyższy plan orientacyjny uzyskania gwarantowanych głębokości na rok 1952, przedsiębiorstwa żeglugowe mogły rozplanować swoje przewozy i głębokość załadunku barek. W ciągu miesięcy marca, kwietnia, maja oraz grudnia przyjęto naturalne głębokości jako zupełnie dostateczne, bo przekraczające 130 cm. W pozostałych miesiącach letnich i jesiennych zaplanowana głębokość 120 cm umożliwiała załadunek barek na głębokości 105 do 110 cm. Jednocześnie znacznie wzrosła ilość rejsów, a tym samym sumaryczna zdolność przewozowa każdej barki; w rezultacie uzyskano znaczny wzrost przewozów wodnych.

Analiza wyników prac nad utrzymaniem gwarantowanych głębokości w 1952 r.

Wiosna 1952 r. zdawała się wyraźnie sprzyjać wywiązaniu się służby dróg wodnych z nałożonego na nią obowiązku zabezpieczenia głębokości potrzebnych żegludze. Spływ wód wiosennych z tania śniegów odbywał się powoli. Wysokie stany wody utrzymywały się długo, przekraczając w ciągu miesięcy kwietnia i maja kilkakrotnie najwyższe stany żeglowne. Żegluga miała trudności i przerwy tym razem z powodu zbyt wysokich stanów wody w kwietniu. Dopiero w drugiej połowie czerwca stany wód zaczęły gwałtownie spadać. Nastąpiła w całym kraju gwałtowna susza i w ciągu kilku zaledwie tygodni warunki nawigacyjne tak dalece się zmieniły, że powstała groźba przerwania żeglugi.

Na Wiśle zastosowano wszystkie środki będące w dyspozycji, tj. bagrowanie, lekkie budowle regulacyjne — płotkowe, oraz skoncentrowanie właściwych prac regulacyjnych na odcinkach najtrudniejszych dla żeglugi.

Ilość posiadanego taboru pogłębiarskiego była niedostateczna dla uzyskania bagrowaniem szybkich efektów. Mimo sprzyjających warunków okresu wiosennego, podczas którego długotrwały i bardzo powoli opadający spływ wód wiosennych w korzystny sposób docierał głębokości w nurcie rzeki, na początku lipca głębokości na niektórych przemialach spadły poniżej 1,00 m. Stan na wodowskazie w Warszawie osiągnął + 0,09 i na tym poziomie utrzymywał się czas dłuższy w miesiącu lipcu i sierpniu, przekraczając tym samym absolutne minimum, wynoszące dla Warszawy + 0,11 (1886 rok).

W tym okresie służba dróg wodnych została czasowo zwolniona z obowiązków utrzymywania głębokości gwarantowanych. Jednakże nie przzerwano starań w celu poprawy istniejących głębokości.

Zastosowanie lekkich budowli zendrujących, w postaci płotków z materiałów wiklinowych i płotków kiszkowych dało na ogół dobre wyniki. Pogłębianie przemialów za pomocą płotków stosowano na całej Wiśle od Warszawy do Tczewa.

Równocześnie z powyższą akcją Biuro Studiów dla regulacji Wisły we Wrocławiu prowadziło studia nad efektem stoso-

wania płotków dla pogłębiania przemiałów. Wyniki tych studiów, wykonanych w oparciu o obserwacje szeregu wykonanych przekopów, są stosunkowo dość skąpe, umożliwiają jednak postawienie pewnych konkretnych wniosków.

- Skuteczność działania płotków w czasie przedstawia się następująco: dodatnie wyniki pogłębiania uzyskano przy zastosowaniu płotków z mat wiklinowych w ciągu 2 — 4 tygodni, a przy zastosowaniu płotków kiskowych w ciągu 3 — 7 dni.
- Koszt jednostkowy pogłębiania przemiału za pomocą płotków wynosił w 1952 r. od 2 do 4 zł za 1 m³, przy czym płotki kiskowe dają koszty mniejsze.
- Odpowiednie zastosowanie płotków powoduje pogłębienie przemiału dość znaczne, bo nawet powyżej 0,50 m. W każdym bądź razie uzyskanie pogłębienia 25 — 30 cm jest w każdym przypadku możliwe.
- Sposób ogólny obudowy płotkami, tak co do rodzaju płotka (o zabudowie górnej czy też dolnej), jak i co do jego usytuowania i odpowiedniego skierowania w stosunku do linii nurtu, wymaga jeszcze rozpracowania.

W akcji pogłębiania przemiałów w 1952 r., podobnie zresztą jak w latach poprzednich, używano doraźnie tynkocłowca „Smolka”, statku parowego o mocy maszyn 280 KM. Wyniki prac badawczych nad efektem prac tynkocłowców przy pogłębianiu przemiałów sprowadzają się do następujących spostrzeżeń:

- osiągnięta szerokość kinety wynosiła ok. 1/2 długości statku;
- wydajne wypłukiwanie piasku pod dnem statku sięga do głębokości ok. 1,8 m, licząc od zwierciadła wody;
- praca tynkocłowca jest możliwa i skuteczna, gdy materiał przemiału stanowi luźny piasek, oraz gdy bezpośrednio poniżej znajdująca się rynnna dolnego plosu jest dostatecznie głęboka;
- minimalna chyżość wody na przemiele nie może być mniejsza od 0,25 m/sek;
- koszt jednostkowy wynosił w 1952 r. ok. 1,50 zł za 1 m³ pogłębiania.

Znaczne nasilenie prac przy poprawie głębokości w nurcie trwało na Wiśle do października, choć już w pierwszej połowie września stany wody na tyle wzrosły, że normalny ruch żeglugi został przywrócony. Analizując zbiorowo wyniki robót pogłębiarskich i nurtowych na Wiśle, można stwierdzić:

a) Wprowadzenie gwarantowanych głębokości w 1952 r. okazało się słuszne i celowe, dało pozytywne wyniki i zmusiło służbę dróg wodnych do poważnego wysiłku w kierunku polepszenia stanu żeglownego rzeki, pomimo wyjątkowo trudnych warunków.

b) Efekt robót bagrowniczych przy pomocy pogłębiarek należy uznać za niedostateczny, uzyskano poprawę głębokości o ok. 10 cm, co jest efektem znikomym. Należy wobec tego zastanowić się nad skutecznością i opłacalnością stosowania bagrowania na większą skalę.

c) Wobec tego, że lekkie budowle zendrujące, jak wynika z obserwacji całorocznych, zdały egzamin, trzeba uznać je za właściwy i zdaje się za najtańszy sposób doraźnego pogłębiania przejść tam, gdzie to okaże się konieczne. W ten sposób poprawienie głębokości tranzytowych na przemiałach będzie limitowane na większości z nich nie wydajnością pogłębiarek, a przede wszystkim efektywnością budowli płotkowych, które mogą dać pogłębienie o 25 — 30 cm.

d) W 1952 r. nie doceniono potrzeby prowadzenia równocześnie z robotami pogłębiarskimi intensywnych robót nurtowych. Dotyczy to szczególnie odcinków o dnie kamienistym, gdzie głębokość tranzytowa jest limitowana lokalnymi rafami kamiennymi. Typowy przykład stanowi tu przejście koło Piekła na dolnej Wiśle, które wymaga szczegółowego przepracowania.

e) Posiadane materiały statystyczne tak odnośnie kształtowania się dna rzeki, jak i odnośnie efektów stosowanych środków, są jeszcze niedostateczne dla wyciągnięcia właściwych wniosków o wielkości osiągalnych głębokości w nurcie.

Na Odrze stosunki hydrologiczne układały się podobnie jak na Wiśle. W ciągu maja i czerwca, wobec dość wysokich stanów wód sztucznego zasilania rzeki ze zbiorników nie stosowano, a pomimo to żegluga mogła ładować barki na 140 cm załadowania. Na dzień 1 lipca zbiorniki posiadały pełny zapas wody dyspozycyjnej. Raptowne jednak opadanie wody w pierwszych dniach lipca, które zastało żeglugę z załadowanymi barkami powyżej 140 cm, zmusiło do zasilania Odry dorywczo kilkudniową falą dosyć wysoką, a następnie do normalnego już zasilania ciąg-

łego. W lipcu i sierpniu, nawet przy katastrofalnie niskich przepływach wód w dorzeczu Odry, dzięki zasilaniu i bagrowaniu kontynuowano przewozy, przy czym ładowność barek wynosiła zgodnie z planem 105 — 110 cm. Okres zasilania trwał do 13 sierpnia, przy czym zapasy zbiornikowe wyczerpały się całkowicie. Stany wody utrzymywały się bardzo niskie, a przepływy spadły do 20 m³/sek, podczas gdy absolutne minimum wynosi poniżej Wrocławia ok. 19 m³/sek.

Żegluga musiała być przerwana. Przerwa ta trwała do 9 września, tj. ok. 4 tygodni, po czym wobec szybkiego przyboru wody osiągnięto z powrotem dostateczne głębokości, które utrzymywały się do końca roku.

Wyniki pierwszego roku walki o utrzymanie głębokości gwarantowanych przedstawiają się następująco: na Wiśle przewozy wynosiły w tonokilometrach 149,0%, a na Odrze 166,9% przewozów roku poprzedniego.

* * *

Pomimo pozytywnych wyników, zasada gwarantowanych głębokości tranzytowych, a w związku z tym metodologia planowania wielkości przewozów nasuwały szereg wątpliwości, powstających w ciągu całego ubiegłego roku. W związku z tym należało przeprowadzić:

- Analizę założeń utrzymania głębokości gwarantowanych na drogach wodnych na rok 1952 oraz ustalić wyniki półrocznej akcji przedsięwziętej dla ich utrzymania.
- Określić charakterystyczne stanów wody dla celów żeglugowych w odniesieniu do zasadniczych wodowskazów na drogach wodnych.
- Opracować wytyczne dla planowania głębokości gwarantowanych na podstawie materiału statystycznego lat ubiegłych i zaprojektować głębokości tranzytowe na drogach wodnych na 1953 r., w nawiązaniu do stanu wód na miarodajnych wodowskazach.

Blizsza analiza z jednej strony potwierdziła słuszność też początkowych, przyjętych przy wprowadzeniu gwarantowanych głębokości, oraz stwierdziła, że istotnych osiągnięć drogą intensywnych robót regulacyjnych w 1952 r. nie było, wobec szczupłych kredytów i nieznacznego zakresu tych robót. Również roboty pogłębiarskie nie wykazały większego efektu wobec również nieznacznego stosunkowo ich rozmiaru, uniemożliwiającego bliższe określenie przydatności tego rodzaju robót na naszych rzekach. Intensywniejsze prowadzenie bagrowania na Odrze z uwagi na małą jej szerokość utrudnia żeglugę oraz powoduje duże straty potencjału produkcyjnego pogłębiarek (ok. 2 godz. na każde przejście pociągu holowniczego).

Na podstawie uzyskanych materiałów ustalono miarodajne wodowskazy dla Wisły i Odry, oraz charakterystyczne stany dla żeglugi. I tak dla Odry przy stanie + 180 na wodowskazie w Brzegu Dolnym⁴⁾ na całym odcinku wolno płynącym jest zapewniona głębokość 120 cm, bez prowadzenia większych robót pogłębiarskich i bez potrzeby zasilania ze zbiorników.

Przy zasilaniu ciągłym, złośliwym koryto rzeki, oraz przy robotach bagrowniczych, można głębokość 120 cm zapewnić nawet przy stanie w Brzegu Dolnym + 165.

Dla Wisły przyjęto jako miarodajny wodowskaz w Warszawie ze stanem charakterystycznym + 0,75 oraz wodowskaz w Toruniu ze stanem + 2,50, przy których to stanach nie są potrzebne większe roboty pogłębiarskie dla utrzymania głębokości 1,00 m na odcinku od Warszawy do Torunia i 1,20 m na odcinku od Torunia do Gdańska.

Najtrudniejsze zadanie w 1952 r. stanowiło opracowanie wytycznych dla planu głębokości gwarantowanych na 1953 r. Z jednej strony żegluga żądała jak najściślejszego sprecyzowania wielkości i czasokresu głębokości tranzytowych na poszczególnych drogach wodnych, co jest warunkiem możliwie ścisłego planowania całorocznej pracy żeglugi, z drugiej strony niemożność postawienia jakiegokolwiek prognozy stanów wody na czas dłuższy niż parę dni wyklucza w zasadzie jakąkolwiek pewność takich czy innych przyjęć, chociażby opartych na najdłuższej statystyce.

Dążenie zatem do zaspokojenia wymagań jak największej gwarancji w konsekwencji prowadzi do przyjęcia głębokości zbyt ostrożnie, co tym samym może spowodować zaniżenie planu przewozów. Natomiast zbyt śmiało przyjęcia mogą narazić żeglugę na duże niespodzianki w poszczególnych miesiącach, chociażby cały rok należał do przeciętnych.

⁴⁾ Wobec obserwowanego stałego obniżania się dna w przekroju „Brzeg Dolny” podana zależność również ulegnie zmianie.

Ostatecznie przyjęto zasadę oparcia się na latach średnio suchych, wychodząc z założenia, że wobec wyjątkowo niskich stanów wód gruntowych w sierpniu 1952 r. rok następny może nawet być suchszy od poprzedniego, który właśnie już należał do średnio suchych.

Dla Odry, po przeanalizowaniu przepływów z okresu 1915 — 1949 dla wodowskazu Brzeg Dolny, dla ściślejszego określenia lat suchych, obliczono średnie roczne przepływy dla okresu żeglugowego i uszeregowano je wg wielkości, dzieląc następnie na trzy grupy. Ustalono w ten sposób lata mokre, średnie i suche. Do lat suchych zaliczono: 1918, 1921, 23, 28, 32, 33, 34, 35, 43 i 48. Średnim w kolejności lat suchych był rok 1918. Oparcie się jednak na 1918 r., czy też nawet na średniej z lat suchych rozpatrywanego okresu, okazało się niemożliwe, wobec zmian koryta rzeki; jakie nastąpiły w ciągu przeszło 40 lat, m. in. w projekcie wodowskazowym w Brzegu Dolnym.

Rozpatrzono zatem z kolei lata ostatnie 1950, 1951 i 1952, które należą do lat suchych, przy czym okazało się, że rok 1951 można uznać za charakterystyczny dla lat średnio suchych. Postanowiono przyjąć rok 1951 jako miarodajny średnio suchy i oparć się na krzywej sum czasów trwania z okresu żeglugowego tego roku, z której wynika, że głębokość tranzytowa 1,20 m na odcinku Wrocław — Kostrzyń, a 1,30 m poniżej Kostrzyna do Szczecina można zabezpieczyć przez przeciąg 196 dni⁵⁾ (łącznie z wysokimi stanami) w letnim okresie żeglugi, tj. od 15 marca do 15 grudnia, przy uwzględnieniu ciągłego zasilania z istniejących zbiorników oraz przy wykonaniu stosunkowo nieznacznej ilości (ok. 200 000 m³) robót pogłębiarskich.

Dla zagwarantowania w podanym okresie wymienionych głębokości powinny być wypełnione następujące założenia:

- Rozpoczęcie robót pogłębiarskich zaraz po przejściu kulminacji wielkiej wody wiosennej, tj. z chwilą powstania warunków głębokościowych, zezwalających na prace pogłębiarskie.
- Prowadzenie robót pogłębiarskich wg szczegółowego planu rocznego, przy czym zakończenie tych prac powinno w zasadzie być przewidziane przed 1 lipca 1953 r. W II i III kwartałach należy zatem tylko utrzymywać, względnie poprawiać, poprzednio wykonane przekopy.
- Zwiększenie maksymalnej zdolności produkcyjnej pogłębiarek przez wydłużenie czasu pracy i dobór odpowiedniego taboru.
- Opracowanie planu gospodarowania wodą wszystkich zbiorników w dorzeczu Odry, pod kątem widzenia wykorzystania wszystkich rezerw wodnych dla żeglugi.
- Zasilanie rzeki ze zbiorników stosować dopiero z chwilą opadnięcia stanu wody na wodowskazie Brzeg Dolny do + 165, przy czym w okresie zasilania utrzymywać trzeba ten stan bez jego przekraczania, aż do wyczerpania się wody dyspozycyjnej zbiorników.

Dla Wisły brak jest dostatecznie obfitego i uporządkowanego materiału statystycznego dla ściślejszego przeanalizowania możliwości do uzyskania efektów. W szczególności wyniki robót bagrowniczych, skuteczność lekkich budowli regulacyjnych, jak również właściwej regulacji rzeki nie dadzą się na podstawie dotychczasowych doświadczeń bliżej określić.

Dyspozycyjny materiał statyczny stanowił opracowania okresu 1921 — 1926, który to jednak okres nie zawiera lat katastrofalnie suchych, zatem w przecięciu daje raczej lepsze głębokości od przeciętnego roku żeglugowego.

Ponieważ dla planowania głębokości gwarantowanych poprzednio już założono zasadę bazowania na latach średnio suchych, zatem okres 1921 — 1936 (dla Wisły) nie daje właściwego obrazu warunków nawigacyjnych. Wypukła się to wyraźnie w krzywych sum czasów trwania letniego okresu żeglugi w tych latach.

Obserwacje 1952 r. wykazały, że przy katastrofalnie małym przepływie w Wiśle, przy stanie na wodowskazie w Warszawie + 0,09, — najmniejsze głębokości spadały do 60 — 70 cm.

Ponieważ utrzymanie ruchu żeglownego na Wiśle wymaga, z uwagi na posiadane holowniki, głębokości co najmniej 1,00 m, dlatego też tę głębokość przyjęto jako punkt wyjściowy. Posiadającymi środkami, tj. lekkimi budowlami regulacyjnymi w połączeniu z prowadzoną regulacją właściwą oraz robotami pogłębiarskimi i przy użyciu tylnokolowca, można na podstawie wstępnych wyników roku 1952 uzyskać na przemianach ogólną

⁵⁾ 150 dni głębokości naturalnych i 46 dni głębokości 120 cm uzyskanych przez sztuczne zasilanie ze zbiorników.

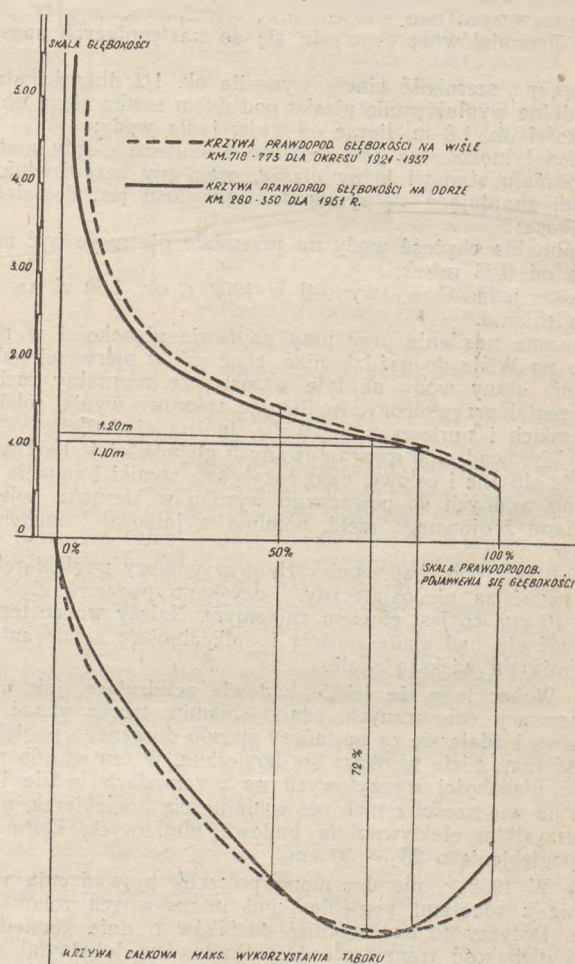
poprawę głębokości 20 do 25 cm, zatem gwarancją można objąć okres przypuszczalnego trwania stanów odpowiadających naturalnym głębokościom 100 — (20 — 25) = 80 — 75 cm.

Wg opracowań Biura Studiów dla regulacji Wisły głębokości większe od 80 cm trwają dla Wisły płockiej i wrocławskiej przeciętnie z przerwą 72 dni, a głębokość 75 cm z przerwą 57 dni. Średnia przerwa wynosi zatem 65 dni. Dla odcinka Warszawa-Ujście Bugu, wobec największego zaawansowania na tym odcinku właściwej regulacji rzeki, przyjęto te same warunki.

Zatem stany spadające niewiele poniżej 80 cm, przy których można utrzymać jeszcze głębokość 100 cm, trwają średnio w letnim okresie żeglugi, tj. od 15.III do 15.XII, przez 210 dni.

Na 1953 r. przyjęto zatem, że służba dróg wodnych powinna zabezpieczyć żegludę głębokość 100 cm na odcinku od Warszawy do Torunia przez okres co najmniej 210 dni, przy stanie wody na wodowskazach w Warszawie + 0,50 i w Toruniu + 2,00. Odpowiednio dla odcinka Toruń — Gdańsk w przeciągu 210 dni należy utrzymać głębokość 120 cm.

Dla pozostałych dróg wodnych objętych gwarantowanymi głębokościami na rok 1953, jak droga Bydgoszcz — Kostrzyń, Nogat, droga Gdańsk — Elbląg i inne, wobec przeważnie ich kanałowego charakteru, zagadnienie ustalenia głębokości tranzytowych nie jest rzeczą trudną.



Rys. 2. Wykres maksymalnego wykorzystania taboru dla Wisły i Odry żeglownej

Wydać się, że przyjęte powyżej kryteria dla planowej pracy żeglugi na naszych drogach wodnych okazały się w przyszłości zbyt ostrożne. Bazowanie na głębokości 100 cm jako miarodajnej dla Wisły poniżej Bugu nie daje optymalnych wyników. Widoczne to jest z załączonego wykresu (rys. 2), przedstawiającego krzywą zależności wykorzystania taboru od głębokości tranzytowych na Wiśle i Odrze.

Z wykresu tego widać, że maksymalne wykorzystanie taboru w stosunku rocznym na Odrze odpowiada odcennie głębokości podstawowej 120 cm, tak, jak przyjęto w planie na 1953 r. Natomiast na Wiśle powyżej Torunia maksymalne wykorzystanie

taboru nastąpi przy załadunku ok. 1,00 m, co odpowiada głębokości tranzytowej 1,10 cm, a zatem większej niż obecnie przyjęto.

Dla odcinka Warszawa — Włocławek obecnie już istnieją warunki nawigacyjne nie gorsze niż koło Torunia i prawdopodobnie i tu korzystniej będzie bazować na głębokości 110 cm, chociaż prawdopodobieństwo regularności ruchu będzie tylko ok. 80%.

INŻ. STANISŁAW WOJNAROWICZ

Automatyzacja i telemechanizacja w ZSRR w odniesieniu do urządzeń gospodarki wodnej

W związku z rolą jaką może odegrać automatyzacja i telemechanizacja w urządzeniach gospodarki wodnej i budownictwie wodnym, Redakcja uważa za wskazane zamieścić artykuł obrazujący rozwój automatyzacji i telemechanizacji w ZSRR, zarówno na odcinku przemysłów kluczowych, jak i wielkich hydrotechnicznych budowli komunizmu.

Na XIX Zjeździe Komunistycznej Partii ZSRR przy ustalaniu piątego planu pięcioletniego duży nacisk położono na rozwój automatyzacji i telemechanizacji w pracach produkcyjnych.

Praca na tym odcinku w Związku Radzieckim rozpoczęła się jeszcze w czasie pierwszej pięcioletki. W tym okresie zagadnienia te starano się rozwiązać w przemyśłach kluczowych, a więc w przemyśle metalurgicznym, budowy maszyn, energetyce. Pewne przykłady automatyzacji dotyczyły procesów podawania wody i koksu do wielkich pieców, jak również pracy elektrowni wodnych. Od tego czasu notujemy ogromny postęp w tej dziedzinie.

Dziś w Związku Radzieckim np. 95% żeliwa wytapia się w wielkich piecach o zautomatyzowanym zasilaniu i regulowaniu temperatury podmuchu, 87% stali dają zautomatyzowane piece martenowskie.

Kalinin stwierdził, że technika radziecka jest w stanie wyprodukować każdą, najbardziej skomplikowaną maszynę. Już w 1948 r. w ZSRR skonstruowano pierwszą na świecie zautomatyzowaną walcownię. Duże wyniki osiągnięto również i w innych dziedzinach techniki. Dziś prawie wszystkie elektrownie wodne są zautomatyzowane, a blisko połowa jest kierowana z odległości przy pomocy urządzeń telemechanicznych.

Odległości punktów dyspozytorskich od zarządzanych obiektów wynoszą nieraz 200 — 300 km. Oczywiście cała ta sieć przemysłowa wysokiego napięcia jest zaopatrzona w automatyczne bezpieczniki. Od 1950 r. pracuje fabryka — automat wyrabiająca 11 typów fłoków samochodowych. Jako obiekty przykładowe zautomatyzowano różne fabryki i zakłady, jak narzędzi rolniczych, piekarnie i stacje wodociągowe. Duży rozwój automatyki stwierdzić można w fabrykach włókienniczych, kolejach, lotnictwie, nie mówiąc już o takich codziennych zastosowaniach automatyki, jak przy windach, zegarynkach itp.

Specjalnie szybkiego rozwoju automatyzacji wymagają wielkie budowle komunizmu, z Kujbyszewską hydroelektrownią na czele. W związku z tym rozwija się telemechanizacja przy zarządzaniu różnymi systemami zraszającymi. Przy budowie hydroelektrowni zużywa się dziesiątki milionów ton betonu. Zagadnienie automatyzacji produkcji betonu nabiera specjalnego znaczenia jako czynnik oszczędzający dużą ilość robocizny i skracający znacznie czas robót.

Pierwsza automatyczna wytwórnia betonu zbudowana była w 1950 r., a w pół roku później na kanale Wołga — Don pracowało 14 zautomatyzowanych fabryk betonu, przy czym obecnie jest w toku realizacji aparatura dająca beton wysokiej jakości.

Automatyzacja ma dwojakie znaczenie. Wprowadzenie pełnej automatyzacji np. w górnictwie węglowym, gdzie wszystkie roboty poczynając od wyrąbywania ścian na dole, a kończąc wyładowywaniem i sortowaniem wykonują maszyny, powoduje zastąpienie dawnych niewykwalifikowanych robotników przez wysoko wykwalifikowanych robotników i techników. Poza tym automatyzacja ma drugi wtórny oddźwięk. Wprowadzenie automatyzacji umożliwia podniesienie bezpieczeństwa i higieny pracy na znacznie wyższy poziom. Szczególnie występuje to w przemyśle węglowym, chemicznym, na kolejach. Fotokomórka połączona z odpowiednim „relais“ momentalnie zatrzymuje młot w prasie, jeżeli ręka robotnika trafi do niebezpiecznego obszaru.

Rok 1953 był dla technicznej służby dróg wodnych, jak również dla żegluga nie tylko rokiem dalszych wysiłków dla wykonania zadań planowych, ale również rokiem dalszych badań i studiów dla ustalania najwłaściwszych sposobów poprawiania warunków nawigacyjnych naszych rzek i najwłaściwszych metod pracy żegluga rzecznej.

Planowy przebieg pierwszego półrocza i uzyskane dotychczas efekty gwarantują, że zamierzony cel zostanie osiągnięty.

Automatyczne analizatory gazu alarmują, jeśli w kopalni zaczyna się zbierać niebezpieczny gaz. Podobnie na kolejach czy metrze automatyczne urządzenia zapobiegają możliwości katastrof.

Automatyzacja odgrywa wielką rolę ekonomiczną. Zwiększa się wydajność maszyn, praca staje się lżejsza i łatwiejsza, podwyższa się jakość wyrobów, zmniejsza koszty produkcji i zmniejsza się zużycie surowców. Przykładów tego rodzaju w Związku Radzieckim można przytoczyć bardzo wiele.

W piątym pięcioletku przewiduje się w ZSRR 2,7 raza zwiększenie produkcji urządzeń potrzebnych do automatyzacji i telemechanizacji, co oczywiście stanowi podstawę do wspaniałego rozwoju tego odcinka techniki.

W istocie rzeczy automatyzacja w różnych dziedzinach techniki posiada te same elementy, z których można składać różnorodne, odpowiednie do potrzeb całości. Cel jest prosty. Zamiast palacza przy kotłach pojawia się technik kontrolujący pracę automatycznych regulatorów. Zamiast szeregu ciężko pracujących ładowaczy węgla i rudy do wielkiego pieca, mamy jednego kwalifikowanego maszynistę, którego praca jest lekka i higieniczna. Na tej drodze praktycznie realizuje się zacieranie różnicy między pracą fizyczną i umysłową. Dość porównać pracę kopacza z pracą inżyniera kierującego samokierującą koparką, pracę robotników przygotowujących beton z pracą technika kierującego zautomatyzowaną fabryką betonu, aby uzmysłowić sobie jaki ogromny przewrót w stosunkach społecznych powoduje postęp techniczny.

Ten wielki rozwój techniki poprzedza duża żmudna praca uczonych w różnych instytucjach. Po zakończeniu drugiej wojny światowej Stalin rzucił hasło rozwinięcia pracy naukowej. Jak grzyby po deszczu powstawały w Związku Radzieckim nowe instytuty badawcze, rozbudowywały się już dawniej istniejące. Rezultaty biją w oczy. Przykład Związku Radzieckiego powinien być dla nas wzorem godnym naśladowania.

Z kolei omówimy w najogólniejszych zarysach na czym polega automatyzacja. Powszechnie rozumie się pod tym terminem urządzenia do wykonywania dowolnych prac bez udziału rąk ludzkich. W istocie należy ten temat pogłębić i rozszerzyć. Automatyzacja ma swego bliskiego krewnego w telemechanice. Jedno i drugie obejmuje techniczne metody i środki zarządzania maszynami, przy czym automatyzacja działa bezpośrednio, a telemechanizacja z odległości. Przy ich pomocy człowiek zwycięża czas i odległość. Otrzymuje możliwość reagowania z błyskawiczną szybkością, może zarządzać całymi zespołami maszyn i fabryk.

Obecnie istnieje szereg różnorodnych mechanicznych, elektromagnetycznych, elektrycznych i elektronowych urządzeń do kierowania maszynami na odległość.

Urządzeniom tego rodzaju towarzyszy zwykle automatyczna kontrola. Zatrzymamy się na przykładzie z naszej dziedziny. Przed wprowadzeniem automatyzacji w danym dziale techniki w Związku Radzieckim automatyzuje się wybrane z góry doświadczalne obiekty. Po otrzymaniu dobrych wyników, opracowuje się pewne standarty, przystępuje się do fabrykacji masowej urządzeń, co pozwala automatyzować nowo wybudowane i istniejące zakłady. Oglądałem tego rodzaju doświadczalny obiekt. Była to stacja pomp. Dyspozytor nakreślił określony numer telefoniczny. W słuchawce usłyszałem raport: stan wody,

które pompy pracują, czy nie było jakich uszkodzeń. W razie zepsucia się jednej z pomp, automat dokonuje wymiany pompy na inną i przesuwa odpowiednio płyty z meldunkiem, aby dyspozytor otrzymał właściwy meldunek.

Aparaty do automatyzacji bywają dwójakiego rodzaju. Jedne spotykane we wszystkich branżach: będą do różnego rodzaju relais, selektory, wszystkie elektroniczne urządzenia stosowane w telemechanice. Znaczenie ich jest ogólne dla wszystkich branż. Oprócz tego w każdej branży mamy urządzenia i aparaty specjalne. W wodociągach będą to np. wodomierze lub wodowskazy, przekazujące dane swych pomiarów na odległość. Dużo bardziej skomplikowane są aparaty przekazujące na odległość dane o jakości wody filtrowanej itd. Cały zespół tego rodzaju aparatów opracowywany jest przez specjalne instytuty powołane dla danej branży. Dopiero posiadając na rynku jedne i drugie przybory, można śmiało przystępować do zautomatyzowania produkcji.

Wodociągi należą do zakładów specjalnie nadających się do zautomatyzowania. Należy podkreślić, że automatyzacja w istocie daje duże oszczędności, zwłaszcza jeśli zakład jest od razu projektowany w sposób właściwy z przewidywaniem automatyzacji. Wg doświadczeń Związku Radzieckiego wprowadzenie

automatyzacji w wodociągach zmniejsza koszty budowy zwłaszcza przy dużych obiektach. Obiekty zautomatyzowane buduje się o mniejszych wymiarach, w szczególności stacje pomp i zbiorniki, odpadają pomieszczenia kuuturalne i mieszkania służbowe.

Dużo większe efekty daje automatyzacja na odcinku eksploatacji wskutek zmniejszenia obsługi oraz zmniejszenia kosztów energii elektrycznej, gdyż automat pracuje sprawniej niż człowiek. Gdy miasto zasilane jest z kilku punktów, to automatyzacja w połączeniu z telemechaniką staje się właściwie jedynym rozwiązaniem, gwarantującym sprawną pracę wodociągów.

Polska, budująca dopiero podwaliny ustroju socjalistycznego, nie jest w stanie realizować omawiane zagadnienia już dzisiaj; tym niemniej prace przygotowawcze można i należy prowadzić, aby skrócić późniejszy okres realizacji. Można to robić budując modele odpowiednich aparatów w instytucjach. Mają tutaj również pole do popisu i załogi naszych zakładów. W oczyszczalni w Moskwie oraz wodociągach w Leningradzie oglądałem zmechanizowane zasuwę, wykonane z inicjatywy samej załogi.

Bierzmy przykład zatem z tego rodzaju pracy zespołowej. Stawiamy zagadnienie automatyzacji, realizując choćby ułamkowo i doświadczalnie poszczególne fragmenty.

PRZEGŁĄD WYDAWNICTW

Dr inż. Julian Lambor — **LOCJA RZECZNA** — Warszawa 1953
Wydawnictwa Komunikacyjne.

Nasza literatura techniczna znowu wzbogaciła się poważnym dorobkiem w jej bardzo ubogiej dziedzinie żegluga śródlądowej. Jest to „Locja rzeczna” dra inż. Juliana LAMBORA, cenionego i znanego z poważnego już dorobku naukowego także w obcej literaturze technicznej.

Wydawnictwom Komunikacyjnym należy się w tym wypadku wysokie uznanie i wdzięczność nie tylko za piękne staranne wydanie, ale za wzbogacenie polskiej literatury technicznej o wartościową pozycję wypełniającą poważną lukę tak ważną dla młodej żegluga naszej.

Książka ta o 333 stronach formatu B-5 czyli o 21 ark. druku, 198 dobrych i starannych rysunkach oraz 23 tablicach, obejmuje wszystkie nowe zagadnienia locji rzecznej. Daje nam doskonały pogląd na światowe wymogi żegluga śródlądowej a także morskiej w potrzebnym skrócie. W wielu miejscach jest oryginalna, a przede wszystkim dostosowana do naszych warunków.

Na specjalne podkreślenie zasługuje niezwykle jasne i przejrzyste traktowanie zagadnienia ilustrowane przejrzystymi rysunkami. Praca napisana jest żywym i przystępnym językiem w barwnym stylu o poprawnym słownictwie technicznym. Można się tu spierać o takie czy inne wyrażenia, ale w tej pracy zdaje się Autor rozwiązał je najtrafniej.

Książka omawia wszelkie zagadnienia i warunki żegluga na szlaku, a więc odpowiednie utrzymanie dróg wodnych i ich eksploatację w sposób zapewniający sprawność i bezpieczeństwo z wyjątkiem samego żeglowania czyli prowadzenia statków, tzw. nawigacji.

Autor poznaje przystępnie i stopniowo każdego czytelnika bez specjalnych przygotowań z zasadniczymi elementami dróg wodnych i żegluga w I rozdziale, dając ogólną charakterystykę szlaku żeglownego i podstawy jak szerokość, głębokość, obrysy i krzywizny dróg wodnych, ich klasyfikację według norm radzieckich oraz opory ruchu statków. Pożądane byłoby podanie zależności promienia krzywizny trasy regulacyjnej od objętości przepływu i spadku wzgl. głębokości (str. 61). Dalej podaje zasady znakowania szlaku i sygnalizacji oraz ruchu żeglownego łącznie z przepisami. Zaznajamia z organizacją obsługi i z utrzymaniem szlaku żeglownego, z planami i mapami locyjnymi dróg wodnych oraz z tonażem statków, różnymi miarami i wagami stosowanymi w żeglarstwie.

Jako przykład doskonale opracowanych zresztą wszystkich działów trzeba przytoczyć zebrane bogate doświadczenia w oryginalnych rozdziałach IX i XI o manewrowaniu na rzekach oraz o żegludze w porze zimowej łącznie ze zjawiskami lodowymi i akcją lodolamania.

Siłą rzeczy każda dobra książka ma z różnych przyczyn pewne braki, zresztą tak jak w tym wypadku nie ujmujące wartości pracy. Mam tu na myśli potrzebę rozszerzenia zakresu wydawnictwa na pełną eksploatację techniczną dróg wodnych, na szersze przystosowanie szlaku żeglownego kanałów, red, przystani i portów do potrzeb oraz konserwację z przebudową i wyposażeniem dróg wodnych w urządzenia żeglugowe. Żałować należy, że książka nie zawiera danych locji szczegółowej dotyczącej naszych szlaków żeglugowych, co byłoby bardzo potrzebne w praktyce.

Zyczyć więc należy Autorowi szybkiego drugiego wydania o większej objętości.

Prof. dr inż. Wiktor Mamak



Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

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

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — MIECZYSLAW GAJCY

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

NOT — Naczelna Organizacja Techniczna — 1953 Warszawa. Nakład 2228 egz. Ark. druk. 5,5 Papier druk. sat. kl. V 60 g, 86×122/16. Oddano do skład. 23.10.53. Podp. do druku 25.11.53. Druk ukończ. 30.11.53. Druk. im. Rewolucji Październikowej, W-wa. Zam. 1245C/53.

4-B-22082

WARUNKI PRENUMERATY NA ROK 1954

DLA URZĘDÓW, INSTYTUCJI I PRZEDSIĘBIORSTW USPOŁECZNIONYCH

Komunikat Państwowego Przedsiębiorstwa Kolportażu

„RUCH”

Zgodnie z § 2 Zarządzenia Ministra Finansów z dnia 6. IX. 1952 („Monitor Polski” Nr A 88 poz. 1374) „w sprawie ewidencji towarowej i zasad fakturowania w Państwowym Przedsiębiorstwie Kolportażu „Ruch” sprzedaż towarów prenumeratorom winna się odbywać po cenie detalicznej na zasadzie pełnych przedpłat”.

W związku z powyższym zawiadamiamy, że zamówienia na prenumeratę dzienników i czasopism na rok 1954 dla potrzeb urzędów, instytucji i przedsiębiorstw uspołeczniionych, będą realizowane jedynie na warunkach pełnych przedpłat.

Przy składaniu zamówień ustala się następujące zasady:

Wszystkie zamówienia i przedpłaty na rok 1954 należy kierować do urzędów pocztowych w nieprzekraczalnym terminie do dnia 10 grudnia 1953 r.

Instytucje, urzędy i przedsiębiorstwa zamawiające prenumeratę dla podległych jednostek wg rozdzielnika i opłacające ją z kredytów centralnych mogą zamówienia kierować bezpośrednio do PPK „Ruch” nie później jednak niż do dnia 1 listopada 1953 r.

Zamówienia należy w tym wypadku sporządzić w dwóch egzemplarzach i wycenić, podając tytuły zamawianych czasopism, ilość egzemplarzy, cenę i wartość oraz ogólną sumę wartości całego zamówienia.

Zamówienia należy składać w oddziałach wojewódzkich PPK „Ruch” zamawiając dokładnie tylko te tytuły, które są w administracji danego oddziału wojewódzkiego.

PPK „Ruch” po sprawdzeniu zamówienia potwierdzi na kopii do dnia 20 listopada 1953 r. przyjęcie prenumeraty do realizacji podając ostateczną sumę należności, którą należy uregulować do dnia 10 grudnia 1953 r.

Ze względu na to, że PPK „Ruch” nie będzie wystawiało faktury, potwierdzenie zamówienia posłuży za podstawę do uregulowania należności.

Zaznacza się, że PPK „Ruch” będzie mogło realizować tylko te zamówienia, które zostaną złożone w ustalonym terminie, tj. do dnia 1 listopada br. i będą poparte przedpłatą do dnia 10 grudnia br.

W związku z powyższym prosimy o uwzględnienie w preliminarzu budżetowym na IV kwartał 1953 r. odpowiednich sum potrzebnych na opłacenie prenumeraty czasopism na rok 1954.

Aktualny cennik dzienników i czasopism znajduje się w każdym urzędzie pocztowym oraz w delegaturach i oddziałach PPK „Ruch”, które udzielą wszelkich informacji o warunkach prenumeraty.

GENERALNY DYREKTOR

(E. HERBST)

Inżynierowie i technicy czytają i prenumerują

PRZEGŁĄD TECHNICZNY

organ główny Naczelnej Organizacji Technicznej najstarsze polskie czasopismo techniczne założone w 1874 r.

Przegląd Techniczny rozwija działalność związaną z podnoszeniem kultury technicznej w Polsce, przyczyniając się do realizacji statutowych celów NOT.

Przegląd Techniczny jest ogniwem łączącym całą polską inteligencję techniczną i dąży do

- utrzymania kwalifikacji polskich inżynierów i techników na najwyższym poziomie,
- przyswojenia technice polskiej światowego dorobku technicznego, a przede wszystkim osiągnięć techniki radzieckiej.

Przegląd Techniczny omawia problemy postępu technicznego, zagadnienia techniczno-ekonomiczne i techniczno-organizacyjne, wskazując drogi najlepszego wykorzystania techniki w realizacji narodowych planów gospodarczych. Specjalną uwagę poświęca sprawom interesującym ogół lub większość techników.

Przegląd Techniczny, zarówno w części artykułowej jak też w dziale organizacyjnym, prowadzi akcję poświęconą pogłębieniu współpracy organów administracji gospodarczej ze słowarzyszeniami naukowo-technicznymi NOT, zgodnie z postanowieniami Uchwały Prezydium Rządu z dnia 30 maja 1953 r.

Przegląd Techniczny prowadzi dział bibliograficzny, w którym zamieszczone są krytyczne recenzje książek i czasopism krajowych i zagranicznych oraz omawiane są ogólne sprawy piśmiennictwa technicznego.

Przegląd Techniczny powinien znaleźć się w resortach, centralnych zarządach, przedsiębiorstwach państwowych, komórkach organizacyjnych związków zawodowych oraz wszystkich kołach zakładowych NOT.

Redakcja Przeglądu Technicznego zwraca się do Czytelników z prośbą i apelem o aktywną współpracę w redagowaniu czasopisma.

Warunki prenumeraty czasopism technicznych na rok 1954

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

PRENUMERATA NORMALNA

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

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

PRENUMERATA ULGOWA

A. CZASOPISMA NAUKOWO-TECHNICZNE

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

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

B. CZASOPISMA POPULARNO-TECHNICZNE

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

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

Sposób zamawiania prenumeraty ulgowej.

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

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

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

Terminy składania zgłoszeń na prenumeratę ulgową.

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

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

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

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

dla czasopism poz. od 1 do 3
 „ 10 „ 15
 „ 18 „ 23
 „ 25 „ 27, 29, 36, 37, 38, 39, 41,
 42 i 46

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

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

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

Lp.	Nazwa czasopisma	A b o n a m e n t					
		Opłata normalna			Opłata ulgowa		
		roczna	półroczna	kwartalna	roczna	półroczna	kwartalna
1	2	3	4	5	6	7	8
CZASOPISMA NAUKOWO-TECHNICZNE							
1.	Architektura	180,—	90,—	45,—	90,—	45,—	22,50
2.	Budownictwo Przemysłowe	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
3.	Gazeta Cukrownicza	14,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
4.	Gaz, Woda i Techn. Sanit.	72,—	36,—	18,—	26,—	13,—	9,—
5.	Gospodarka Wodna	96,—	48,—	24,—	54,—	27,—	13,50
6.	Gospodarka Ciepła (dwumiesięcznik)	48,—	24,—	—	—	—	—
7.	Inżynieria i Budownictwo	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
8.	Materiały Budowlane	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
9.	Odzież	54,—	27,—	13,50	—	—	—
10.	Ochrona Pracy	72,—	36,—	18,—	—	—	—
11.	Poliografia (dwumiesięcznik)	36,—	18,—	—	18,—	9,—	—
12.	Przegląd Budowlany	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
13.	Przegląd Elektrotechn.	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
14.	Przegląd Geodezyjny	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
15.	Przegląd Mechaniczny	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
16.	Przegląd Papierniczy	60,—	30,—	15,—	36,—	18,—	9,—
17.	Przegląd Skórzany	60,—	30,—	15,—	36,—	18,—	9,—
18.	Przegląd Spawalnictwa	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
19.	Przemysł Chemiczny	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
20.	Przegląd Techniczny	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
21.	Przegląd Telekomunik.	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
22.	Przemysł Drzewny	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
23.	Przemysł Rolny i Spoż.	90,—	45,—	22,50	54,—	27,—	13,50
24.	Przemysł Włókienniczy	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
25.	Szkło i Ceramika	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
26.	Technika Lotnicza (dwumiesięcznik)	54,—	27,—	—	36,—	18,—	—
27.	Technika Motoryzacyjna	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
28.	Cement, Wapno, Gips	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
29.	Drogownictwo	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
30.	Energetyka (dwumiesięcznik)	72,—	36,—	—	36,—	18,—	—
31.	Hutnik	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
32.	Nafta	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
33.	Przegląd Górniczy	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
34.	Przegląd Odlewnictwa	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—

CZASOPISMA POPULARNO-TECHNICZNE

35.	ChemiK	54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
36.	Horyzonty Techniki	36,—	18,—	9,—	—	—	—
37.	Mechanik	108,—	54,—	27,—	26,—	13,—	9,—
38.	Motoryzacja	60,—	30,—	15,—	18,—	9,—	4,50
39.	Technik Przem. Spożywc.	36,—	18,—	9,—	—	—	—
40.	Gospodarka Węglem	36,—	18,—	9,—	—	—	—
41.	Wiadomości Elektrotechn.	36,—	18,—	9,—	18,—	9,—	4,50
42.	Wiadomości Telekomunik.	36,—	18,—	9,—	18,—	9,—	4,50
43.	Wiadomości Górnicze	54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
44.	Wiadomości Hutnicze	54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
45.	Włókiennictwo	36,—	18,—	9,—	—	—	—
46.	Kinotechnik	36,—	18,—	9,—	—	—	—

Przy czasopismach: „Technik Przemysłu Spożywczego”, „Horyzonty Techniki”, „Włókiennictwo”, „Odzież”, „Ochrona Pracy”, „Gospodarka Ciepła”, „Gospodarka Węglem” i „Kinotechnik” — ze względu na niskie ceny obowiązuje tylko prenumerata normalna.