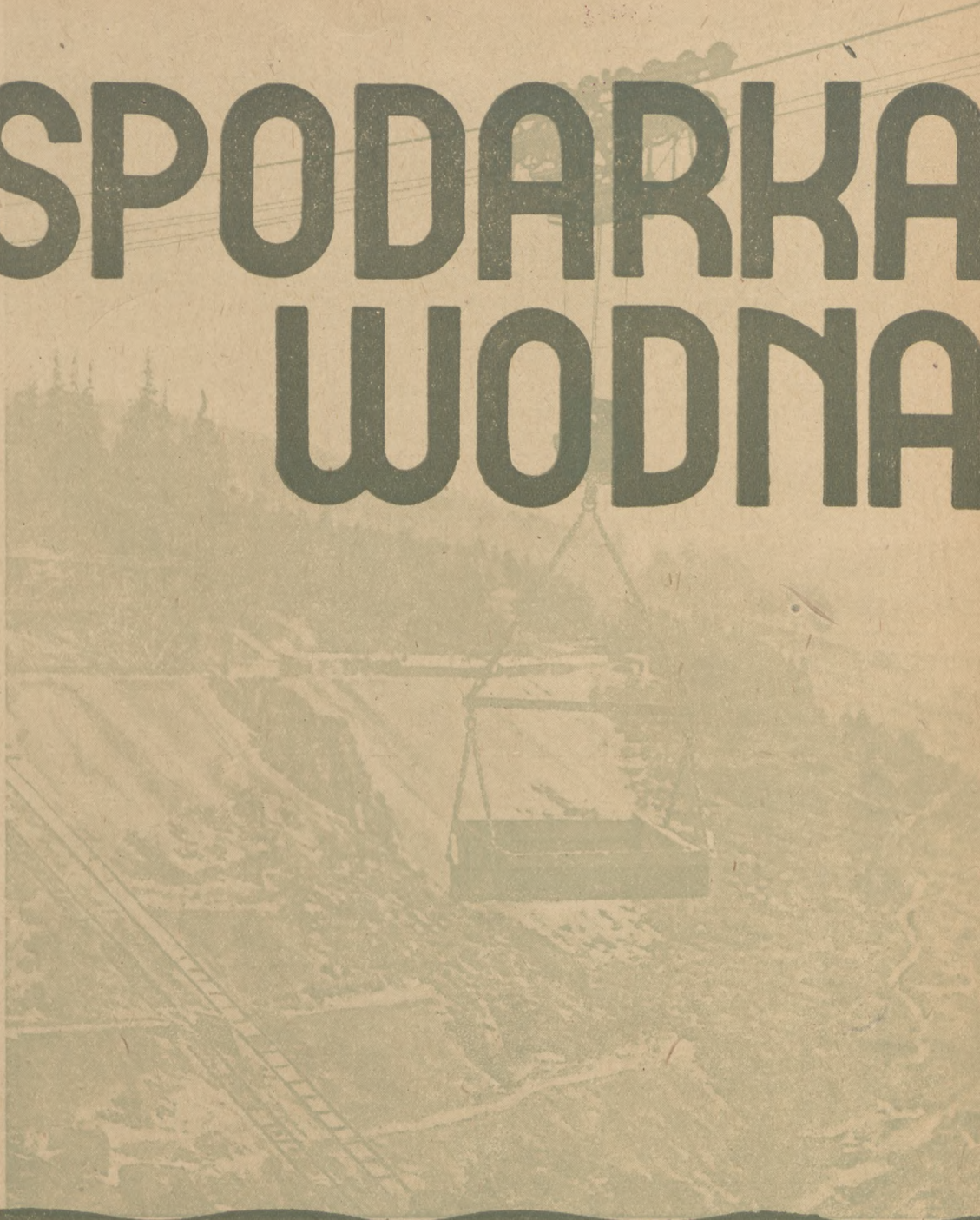


Wydano z dubletów
Bibl. Publ. m. st. W-wy

GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, LUTY 1952 r.

Nr 2

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

TREŚĆ

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

- Dr Inż. Józef Matusiewicz* — Uwagi metodyczne do planowania wodno-gospodarczego 41
Inż. Klemens Pszenicki i inż. Stanisław Smoliński — Normowanie techniczne w dziedzinie projektowania i wykonywania budowli hydrotechnicznych w ZSRR 47

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

- Inż. Leonard Skibniewski* — Różdżkarstwo na usługach budownictwa wodnego 51
Inż. Leszek Nekanda-Trepka — Najnowsze typy holowników bocznokołowych w ZSRR 54
Inż. Jan Żmihorski — Badania modelowo-laboratoryjne w budownictwie turbin wodnych 61

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

- Inż. Włodzimierz Skoraszewski* — Budownictwo tuneli kanalizacyjnych w Warszawie 66
Wincenty Woyno — Kilka uwag na temat rowów o trójkątnym przekroju poprzecznym 71

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

- Inż. Tomasz Biernacki* — Równowaga pracy równoległej i regulacja generatorów siłowni wodnych 72
 Przegląd wydawnictw 78
 Kronika III str. okł

Содержание

SOMMAIRE

CONTENS

- | | | |
|--|--|---|
| Методические замечания к водно-экономическому планированию. | Remarques méthodiques concernant la planification de l'aménagement des eaux. | Methodic notices on the planning of water management. |
| Техническое нормирование в проектировании и выполнении гидротехнических сооружений в СССР. | Normalisation technique dans le domaine de la projection et execution des constructions hydrauliques dans l'U.R.S.S. | Technical normalisation in designing and execution of water engineering constructions in U.S.S.R. |
| „Водоискательная палочка“ на услугах гидротехнического строительства. | „Baguette divinatoire“ en service de la construction des aménagements hydrauliques. | „Divining rod“ in service of water engineering. |
| Новейшие типы буксиров с боковыми лопастными колесами в СССР. | Remarqueurs fluviaux du type moderne avec roues laterales à palettes dans l'U.R.S.S. | Modern type tug-boats with lateral paddle wheels in U.S.S.R. |
| Макетно-лабораторные исследования в строительстве водных турбин. | Recherches de laboratoire sur modèles réduits dans la construction des turbines. | Laboratory researches on models in the construction of water turbines. |
| Строительство канализационных туннелей в Варшаве. | Construction des tunnels de canalisation des égouts à Varsovie. | Construction of sewage tunnels in Warsaw. |
| Несколько замечаний по вопросу траншей с треугольным поперечным сечением. | Quelques remarques au sujet des fossées à section transversale triangulaire. | Some notices on triangular cross section trenches. |
| Равновесие параллельной работы и регулирование генераторов гидро-электрических станций. | Equilibre du travail parallele et regulation des générateurs des centrales hydrauliques. | Equilibrium of parallel work and regulation of generators in water power stations. |
| Обводнение стогными водами натуральных фуражных угодий. | Irrigation des paturages naturels par des égouts. | Irrigation by sewerages of natural pastures. |
| Обзор печати. | Revue des publications. | Review of publications. |
| Хроника. | Chronique. | Chronicle. |

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, LUTY 1952 R.

Nr 2 (63)

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

DR INŻ. JÓZEF MATUSEWICZ

Uwagi metodyczne do planowania wodno-gospodarczego

Na łamach czasopisma ukazał się dotychczas szereg artykułów z zakresu sporządzania bilansów wodnych, jako materiałów podstawowych do kształtowania gospodarki wodnej w Polsce.

Po postawieniu generalnie zagadnienia planowanych bilansów wodnych (artykuł prof. C. Zakaszewskiego Nr 4—5/1951) pojawiły się m. in. i kolejno artykuły:

— „Perspektywiczny bilans wodny i jego opracowanie” prof. dra Kazimierza Dębskiego (Nr 7—8 i 9 z 1951 r. oraz Nr 1 z r. 1952),

— „O możliwościach bilansowania odpływu rzek polskich i planowej gospodarcze wodnej” prof. dra Romualda Rosłowskiego (Nr 7—8 z r. 1951).

Po bliższym naświetleniu przez podanych Autorów zagadnień dotyczących sporządzania surowych bilansów wodnych, daje się odczuwać nadal brak opracowań omawiających bliżej powiązanie surowych bilansów wodnych z planowaniem gospodarczym.

Z uwagi na rolę jaką mogą odegrać bilanse wodne w naszych warunkach wodno-gospodarczych oraz z uwagi na brak metod opracowywania formowanych bilansów wodnych — Redakcja uważa za celowe i wskazane zamieścić niniejszy artykuł jako materiał wstępny i podstawowy do ewentualnego dalszego rozwinięcia tematu. Materiał ten jest tym pożyteczniejszy, że łączy w sobie metodyczne uwagi do projektowania wodno-gospodarczego, oparte na doświadczeniu radzieckim i czechosłowackim, z własnymi spostrzeżeniami Autora.

Na uwagę zasługują również podane przez Autora w drugiej części artykułu normy i wskaźniki zużycia wody przez poszczególnych użytkowników w przemyśle, gospodarce komunalnej oraz gospodarce rolnej.

Na olbrzymią skalę — w ramach Planu 6-letniego — zakrojone prace, skierowane ku rozbudowie naszej gospodarki narodowej, będą wymagały, w tej lub innej formie, ogromnej ilości wody. Poznanie więc i umiejętne rozplanowanie wykorzystania wodnych zasobów kraju — stanowić będzie podstawę prac całości planowania gospodarczego.

W niniejszej pracy poczyniono próbę zestawienia metodycznych założeń dotyczących planowania w gospodarce wodnej. Uwagi te opierają się na pracach szeregu naszych autorów, poruszanych na łamach tego czasopisma, na pracach zaczerpniętych z literatury radzieckiej i czechosłowackiej oraz na pewnym własnym doświadczeniu w tej dziedzinie.

Bezspornie zagadnienia związane z tym tematem, zbyt obszerne i różnorodne, nie układając się w ramach jednego artykułu czasopisma, mogą być omówione tylko szkicowo, w przewidywaniu ich stopniowego rozwinięcia w dalszych pracach.

Termin „gospodarka wodna”, jako gałąź gospodarki narodowej, zasadniczo ustalili się jeszcze przed wojną (wyrazem czego jest np. nasze czasopismo, pierwszy numer którego ukazał się w r. 1935) — lecz formy opracowania planowania gospodarki wodnej kształtować się zaczynają dopiero w ostatnich czasach. Pod gospodarką wodną rozumiemy dzisiaj szerokie, tzw. kompleksowe, racjonalnie zaplanowane wykorzystanie wód kraju lub regionu, dla różnorodnych gospodarczo — bytowych, przemysłowych, energetycznych, rolniczo-melioracyjnych, komunikacyjnych i innych potrzeb narodu.

Zadanie gospodarki wodnej jako całości zagadnienia sprowadza się do ustalenia z jednej strony ilości wody, jaką mamy do dyspozycji w danym regionie, a z drugiej strony ilości wody potrzebnej dla różnych gałęzi gospodarki narodowej — innymi słowy zadanie sprowadza się do sporządzenia tzw. bilansu wod-

no-gospodarczego. Bilanse więc poszczególnych rejonów są podstawą, na której bazuje się rozpracowanie całości zagadnień gospodarczych w danym rejonie, gdyż określając rozporządzalne zasoby wodne, wytyczają zakres podziału tego surowca i kierunki zabiegów technicznych.

Każda jednak gałąź gospodarki narodowej ma swoje odrębne wymagania w stosunku do tego surowca. Ta różnorodność wymagań, rzadko zbieżna, a częściej wzajemnie przeciwstawna — przy skąpych na ogół zasobach wodnych i małym jeszcze zbadań naszych wodnych zasobów — znacznie utrudnia zadanie planowego ich wykorzystania i wymaga starannego, wszechstronnego rozpracowania.

PODSTAWY PLANOWANIA WODNO-GOSPODARCZEGO

Przy rozwiązywaniu konkretnych zadań planowania wodno-gospodarczego, pewność rezultatów osiągniemy nie tylko przez rozpracowanie najważniejszego czynnika, jakimi są podstawy hydrologiczne, lecz i przez uwzględnienie głównych elementów fizyko-geograficznych, które towarzyszą procesom hydrologicznym, wpływając na ich przebieg oraz przez szczegółowe rozpracowanie gospodarczych potrzeb istniejących i norm perspektywicznych. Zespół takich rozpracowanych podstaw tworzy fundament planowanego bilansu wodno-gospodarczego danego regionu, którego składową i główną częścią są podstawy hydrologiczne, określające zasoby wodne, którymi możemy dysponować.

PODSTAWY HYDROLOGICZNE I FIZYKO-GEOGRAFICZNE

Zasobami wodnymi w danym regionie mogą być:
— wody powierzchniowe (rzeki, potoki, zbiorniki wodne naturalne lub sztuczne);

758-35169/00

- wody podziemne (warstwy wodonośne na różnych głębokościach;
- źródła (wyjścia ków podziemnych);
- wody zwrotne (ściekowe wody przemysłu i miast, hydroenergetyki, żeglugi, nawodnień rolniczych itp.).

Największe znaczenie mają wody spływu powierzchniowego, stosownie do ich zasobów i ilości użytkowników. Nie należy jednak zapominać, że wody podziemne są bardzo cenne dla zaopatrzenia w wodę pitną i użytkowanie tych wód na inne cele należy ograniczać. Dla niektórych regionów wody wstępne stanowią niemal jedyne źródło zaopatrzenia w wodę wszystkich gałęzi gospodarki narodowej.

Niestety, zupełnie zaniedbane studia hydrogeologiczne w Polsce utrudniają w znacznym stopniu orientację o zasobach tych wód w poszczególnych rejonach. Zasoby wód gruntowych i podziemnych mogą być orientacyjnie obliczone dla określonej powierzchni dorzecza (regionu) na podstawie hydrogeologicznych badań i danych wypływu utrzymanego z próbnych wierceń i pompowań oraz poboru istniejących studzien użytkowych (bez naruszenia poziomu stałego). Posiadając dane o wydajności próbnych otworów i studzien pewnego wodonośnego horyzontu oraz głębokości i przestrzeni zalegania tego horyzontu w danym regionie, określając promień dopuszczalnej odległości między otworami, można obliczyć ilość wody, jaka w danym regionie może być utrzymana, praktycznie dostępna dla wykorzystania z warstw wodonośnych. Odnosząc otrzymane wielkości zapasów podziemnych wód na jednostkę powierzchni dorzecza będziemy mieć wskaźnik przychodowej części zasobów wód podziemnych w danym rejonie.

Charakterystyczną cechą zbiorników wodnych będzie ilość wody możliwa do poboru bez naruszenia stanu sanitarnego zbiornika.

Charakterystyczną cechą źródeł (wyjścia podziemnych wód na powierzchnię ziemi) będzie stosunkowa stałość wydajności w ciągu roku.

Jednocześnie z objętościową charakterystyką poszczególnych zasobów wodnych istnieje charakterystyka jakościowa (rodzaj i ilość znajdujących się domieszek). Jakość wody odgrywa b. ważną rolę przy określaniu stopnia przydatności dla poszczególnych rodzajów użytkowania.

Przechodząc do głównego składnika planowania wodno-gospodarczego, jakim jest rozpracowanie surowego bilansu wodnego w praktycznym ujęciu można by zagadnienie tego rozpracowania sformułować: „ile wody otrzymuje się z opadów, jaka część następnie tej masy wodnej spadłej na dany region odpływa i co się dzieje z resztą”. Ta reszta — jak wiadomo — paruje, przesiąka, zużytkowuje się przez roślinność itp. Dla niektórych gałęzi gospodarki wodnej rozpoznanie tej „reszty” jest również ważne (rolnictwo, melioracje), dla innych posiada mniejsze znaczenie (hydroenergetyka, żegluga). Natomiast rozpoznanie ilości odpływającej z danego dorzecza w określonym czasie, tj. rozporządzalnej w danym regionie, niezbędne jest dla wszystkich dziedzin gospodarki wodnej. Niemniej rozpoznanie całkowitej ilości masy wodnej, którą otrzymujemy w postaci opadów, zawsze jest potrzebne, ażeby uświadomić sobie czym rozporządzamy a ile tracimy bezużytecznie i jakie zabiegi są konieczne dla uregulowania spływu według naszych potrzeb.

Charakterystyka spływu rzeczno-gospodarczego jest więc, w praktycznym znaczeniu, najważniejszą częścią podstaw hydrologicznych, ponieważ objętościowy wyraz spływu oraz jego normy są wskaźnikami zasobów wodnych rzek i bezpośrednio już mogą scharakteryzować możliwości wodno-gospodarczego wykorzystania danego regionu.

Skomplikowany charakter spływu powierzchniowego dorzecza, tym bardziej spływu wód podziemnych oraz przeważnie niedostateczny materiał obserwacyjny i pomiarowy, komplikują w znacznym stopniu metodykę prac, powodując różne trudności techniczne przy samych opracowaniach i badaniach. Dlatego też — jak to podkreślono poprzednio — przy

ustalaniu hydrologicznych charakterystyk, określających zasoby wodne, w szczególności przy układaniu bilansów wodnych, niezbędną jest analiza środowiska w którym zachodzą hydrologiczne procesy, tj. analiza kompleksu fizjograficznych cech danego regionu.

Analiza taka winna opierać się na wyjaśnieniu współzależności trzech zasadniczych czynników:

- a) klimatycznych (opad, parowanie) — tj. czynników od których zależą zasoby i które określają zarówno ogólną wielkość spływu, jak też i jego podział w roku;
- b) hydrograficznych i hydrologicznych (układ sieci rzecznej, stan wody, przepływy), a więc określających same zasoby;
- c) fizyko-geograficznych (konfiguracja terenu, glebowe i geologiczne cechy dorzecza, występowanie jezior i bagien, zalesienie itp.) — tj. otoczenia w którym hydrologiczne procesy się odbywają.

Analizę powyższą celowo jest ujmować w układach poszczególnych map i wykresów, które dają bardziej przejrzysty obraz zjawiska niż same tylko opisowe ujęcie.

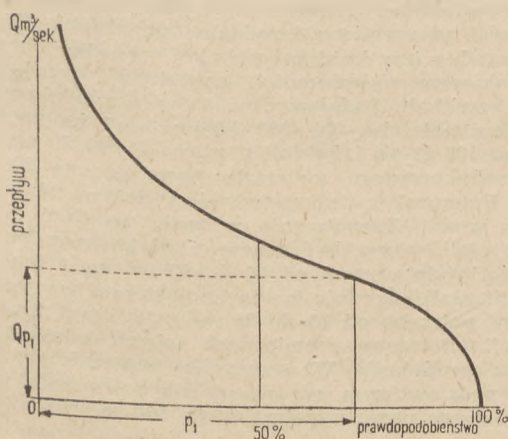
Przy badaniach przepływu rzek w okresie pewnego odcinka czasu, jak też przy porównawczych zestawieniach spływu różnych rzek, zarówno między sobą jak też i z czynnikami formującymi spływ, staje się koniecznym wyrażać badanie wielkości odpowiednim systemem miar. Praktyka hydrologicznych obliczeń ustaliła osobne charakterystyki spływu, które posiadają następującą nomenklaturę:

- 1) Norma przepływu lub przypływ średni wieloletni (Q_s) — główna charakterystyka, wchodząca we wszystkie hydrologiczne obliczenia, ustalana jako przeciętna dziennej przepływu długiego okresu lat, służy zwykle jako punkt wyjścia dla dalszych obliczeń niezbędnych zarówno dla ogólnej charakterystyki reżymu przepływu, jak też i przy wodno-gospodarczych zagadnieniach. Wyraża się w m^3/sec .
- 2) Objętościowy sumaryczny przepływ z pewnego okresu (V) — charakteryzuje zasoby wodne rzek. Wyraża się w zależności od długości okresu i zasobności rzek w m^3 , km^3 , lub miln. m^3 . Może być wyrażony także w m^3/sec , przez dzielenie objętości całkowitej przez ilość sekund w tym okresie.
- 3) Spływ jednostkowy (q) — tj. średni wieloletni spływ (norma) z jednostki powierzchni dorzecza, charakteryzuje spływ powierzchniowy. Wyraża się zwykle w $l/sec/km^2$.
- 4) Wysokość warstwy odpływu (X) — wyraz ten, określając związek odpływu z opadem, otrzymuje się z podzielenia objętości odpływu rocznego przez powierzchnię zlewni. Wyraża się w mm/rok .
- 5) Współczynnik odpływu (α) — stosunek odpływu do opadu, tj. stosunek wysokości warstwy odpływającej z danej przestrzeni w danym okresie czasu do wysokości opadów spadłych na tej przestrzeni, w tymże okresie. Charakteryzuje klimatyczno-oroграфiczne warunki zlewni i określa jaką część opadów spadłych w dorzeczu odpływa. Wyraża się liczbą oderwaną, mniejszą od jedności.
- 6) Przepływ sekundowy (Q) — charakteryzuje wielkość odpływu z dorzecza w obramie przekroju, w danym momencie oraz rozkład w sezonach. Wyraża się w m^3/sec . Poglądowo najlepiej przedstawiać wykresem przepływów dziennej w m^3/sec .
- 7) Przepływ maksymalny (Q_{max}) — wiosennych (roztopowych), względnie letnich (powodziowych) wód w okresie rocznym lub z wielolecia. Wyraża się w m^3/sec .
- 8) Przepływ minimalny (Q_{min}) — niezbędny dla różnorodnych zagadnień związanych z wodno-gospodarczymi projektowaniami, w szczególności dla zaopatrzenia w wodę, nawodnienia i hydroenergetyki.

- 9) Charakterystyki z a b e z p i e c z e n i a (inaczej prawdopodobieństwo pojawiania się), które najbardziej charakteryzują zasoby wodne rzek w znaczeniu podziału i zabezpieczenia w ciągu roku. Prawdopodobieństwo występowania przepływów wyznacza wskaźnik zabezpieczenia. Inaczej mówiąc, przy prawdopodobieństwie pojawiania się „p” procent można oczekiwać przepływu mniejszego od przyjętego nie częściej niż

$$\text{jeden raz w } \frac{100}{100-p} \text{ lat.}$$

Dla hydrologicznych obliczeń wskaźnik zabezpieczenia najlepiej wyznaczać za pomocą tzw. krzywej prawdopodobieństwa, która wyraża związek między objętościowym wyrazem przepływu i prawdopodobieństwem powtórzenia się tego przepływu (i większego) w % wielolecia (np. 80%, tj. 80 razy na 100). Skala pozioma przedstawia wskaźnik zabezpieczenia w %, pionowa — objętości przepływu (rys. 1).



Rys. 1. Krzywa prawdopodobieństwa rocznego przepływu

Tak więc na rys. 1 — przy poszukiwaniu zabezpieczenia p_1 — na krzywej znajdujemy odpowiednią objętość przepływu Q_p (td).

Miedzy poszczególnymi wyżej wymienionymi charakterystykami spływu istnieją proste zależności, a więc np.:

$$Q_s = \frac{V}{T} \text{ m}^3/\text{sek}, \text{ gdzie } T \text{ ilość sekund w danym okresie (dla roku 365 dni } T = 31.536.000 \text{ sek);}$$

$$X = \frac{V}{1000 F} \text{ mm, gdzie } F \text{ oznacza zlewnię w km}^2;$$

$$\alpha = \frac{X}{h}, \text{ gdzie } h \text{ — opad w mm;}$$

$$q = \frac{1000 Q_s}{F} \text{ l/sek/km}^2.$$

Tabelaryczne zestawienie powyższych charakterystyk dla szeregu rzek pewnego regionu może być przedstawione np. w następujący sposób:

Nazwa rzeki	Miejsce profilu	Zlewnia w km ² F	V miln. m ³	Q _s	Q ₉₀	Q ₁₂₀	Q ₁₈₀	Q ₃₄₀	Q _{min}
m ³ /sek									
A	w km. przy ujściu	189,9	129,0	4,09	4,87	3,85	2,62	0,65	0,20
B		204,4	139,7	4,43	5,26	4,17	2,84	0,70	0,21
		i tak dalej . . .							

Naturalnie tabelę w miarę potrzeby można poszerzyć, dodając rubryki dalszych obliczonych charakterystyk.

Bezpośrednie hydrologiczne i meteorologiczne obserwacje i pomiary przedstawiają jeszcze bardzo surowy materiał, który dla zużytkowania w praktycznych zestawieniach wymaga dalszego opracowania i specjalnej analizy. Dokładność rezultatów tych dalszych prac, które częściowo zostały wyżej omówione, zależy od ilości, okresu i jakości pierwotnego materiału obserwacyjnego i pomiarowego. Przeważnie jednak materiały bezpośrednich obserwacji i pomiarów nie są dostateczne, co jest zasadniczą przeszkodą w zastosowaniach praktycznych. W szczególności brak długoletniego okresu pomiarów utrudnia np. formowanie krzywej przepływu, a w dalszym etapie, korzystanie ze skróconego równania bilansu wodnego, eliminującego — jak wiadomo — najtrudniejsze do rozwiązania zagadnienie retencji początkowego i końcowego okresu. Powstają więc teorie przybliżonych metod opracowań, które umożliwiają rozwiązanie poszczególnych problemów hydrologicznych, nie tylko przy istnieniu wieloletnich obserwacji i pomiarów, lecz i w wielu wypadkach przy braku częściowym, a często i zupełnym. Jednym z przejawów tego, jak np. w hydrologii radzieckiej, jest sporządzanie map charakterystycznych spływów, które wychodzą z założenia, że spływ nie ulega gwałtownym zmianom, a związany jest funkcjonalnie z czynnikami fizyko-geograficznego przesuwania się, a przede wszystkim z czynnikami klimatycznymi.

Zasoby np. powierzchniowych wód zabezpieczone na pewną wielkość (9 — 95%) mogą być obliczane również — jak to robią hydrologi radzieccy — na mapach izolinii średnich wieloletnich minimalnych spływów.

Nie należy zapominać, że dokładność każdego hydrologicznego obliczenia powinna odpowiadać dokładności samych pomiarów i obserwacji. Nie będzie celowo komplikować sprawę, jeżeli przy pomocy prostszych metod można otrzymać rezultaty odpowiadające praktycznym celom. Tak np. w warunkach terenów równinnych, norma opadu może być otrzymana jako średnia arytmetyczna z rocznych obserwacji wszystkich stacji w regionie, zamiast — jak to u nas często się robi — skomplikowanych określeń za pomocą izohiet.

Nie możemy, niestety, zatrzymywać się obecnie na tych, bezwzględnie podstawowych zagadnieniach, dotyczących różnych metod obliczania spływu (odsyłając zainteresowanych do kursów hydrologii) i w dalszych rozważaniach będziemy przyjmować, że podstawy hydrologiczne zostały w ten lub inny sposób uzyskane.

PODSTAWY GOSPODARCZE. NORMY POTRZEB I ZUŻYCIA.

Następnym wyjściowym punktem dla ułożenia podstaw planowania wodno-gospodarczego będą gospodarcze potrzeby wody w danym regionie, które mogą dotyczyć szeregu dziedzin gospodarki narodowej.

Większość potrzeb może być sprowadzona do następujących trzech kategorii zapotrzebowania wody:

- 1) gospodarczo-bytowe potrzeby ludności, łącznie z rozchodem w domach mieszkalnych i budynkach ogólnospołecznych (pralnie, łaźnie, szpitale itp.); do tego można doliczyć zapotrzebowanie wody przez robotników w czasie pracy, polewanie ulic, ogrodów, zieleńców, parków itp.

- 2) techniczne i produkcyjne potrzeby w przemyśle, rolnictwie, energetyce, transporcie (wytwarzanie pary, produkcja fabryk, przemysł chłodzenia aparatury itd.);
- 3) potrzeby pożarnictwa.

Naturalnie wszystkie te potrzeby niekoniecznie muszą zaistnieć w każdym regionie równocześnie. W czasie rozróżniamy potrzeby całoroczne i potrzeby sezonowe. Koniecznym jest jeszcze rozróżnienie potrzeb dzisiejszych i potrzeb perspektywicznych (przyszłych). Potrzeby dzisiejsze oceniamy gospodarczymi wymogami i urządzeniami już istniejącymi. Mogą być one pokryte całkowicie lub częściowo w zależności od istniejących zasobów (dopływu wody). Analogicznie oceniać możemy i potrzeby przyszłe. Obliczenia potrzeb zarówno jednych, jak też i drugich opieramy na pewnych normach przyjętych dla poszczególnych gałęzi gospodarczego użytkowania.

Należy poza tym rozróżnić pojęcia zapotrzebowania zużycia wody. Poł zapotrzebowaniem rozumiemy taką ilość, która jest konieczna dla osiągnięcia pewnego wodno-gospodarczego celu, lecz która to ilość nie będzie zużyta całkowicie i częściowo będzie zwrócona do cieku. Tak np. przy nawodnianiu zalewowym zużycie wynosi około 25—40% zapotrzebowania, przy zraszaniu (deszczowniach) dochodzić może do 100% potrzeb. Dla hydroenergetyki i żegluga zużycie zwykle jest minimalne. Przy zaopatrywaniu w wodę większych miast zużycie wynosić może 15—20% poboru, mniejszych miast 30% i więcej; w przemyśle stosunek zużycia do poboru wody waha się w różnych granicach. Należy pamiętać, że wody zwrotne przemysłowe i ściekowe z osiedli często wracają do cieków wodnych w stanie znacznego zanieczyszczenia, przewidywać więc należy oczyszczanie wód zwrotnych.

Zaopatrzenie w wodę pitną miast i osiedli — swoja skalą i znaczeniem przedstawia jedną z najważniejszych gałęzi socjalistycznej gospodarki narodowej, której naukowo-statystyczne podstawy wymagają wszechstronnych rozpracowań.

Potrzeby wód dla miast i osiedli oznacza się w zależności od ilości mieszkańców; dla osiedli rolniczych — w zależności od ilości mieszkańców i ilości zwierząt domowych. Osobne zagadnienie przedstawia określenie potrzeb dla wojska.

Przy określaniu potrzeb dla miast i osiedli należy brać pod uwagę nie tylko istniejący stan ludności, lecz i możliwy przyrost, gdyż np. wodociągi i kanalizacje projektuje się na dłuższy czas eksploatacji. Przyrost ludności określa się według danych statystycznych ekstrapolacją. W razie braku danych statystycznych z szeregu lat, orientacyjnie przyrost ludności może być obliczony wzorem: $N = \alpha N_1$, gdzie N — ilość mieszkańców na którą trzeba obliczyć zaopatrzenie w przyszłości, N_1 — ilość istniejąca w danym momencie, α — współczynnik, który przyjmujemy się dla miast z silnie rozwijającym się przemysłem w perspektywie 2,0 — 2,5.

Średni dobowy rozchód wody na 1 mieszkańca waha się dla różnych miast i osiedli w szerokiej granicach, w zależności od miejscowych warunków i urządzeń, co należy uwzględnić przy obliczeniach. Pod średnim dobowym rozchodem na 1 mieszkańca rozumieć należy wszystkie rodzaje użytkowania wody w mieście, za wyjątkiem rozchodu w przemyśle.

Dla przykładu podajemy dane zużycia wody w niektórych miastach europejskich w 1/doba/mieszk.: Sztokholm — 97, Berlin — 147, Londyn — 170, Paryż — 370, rekonstrukcja wodociągów Moskwy przewiduje — 600 1/doba/osoba.

Według norm radzieckich z 1940 r. zużycie wody na dobę i 1 mieszkańca określa się w zależności od wyposażenia gmachów w wodociągowe i kanalizacyjne urządzenia; a więc dla domów nie zaopatrzonych, przy korzystaniu z ulicznych studzien, średnia dobową normą — 30—50 litrów, maksym. 40—60 l, gmachy z wewnętrznym urządzeniem wodociągowo-

kanalizacyjnym — maksym. 75—100 l, gmachy również z centralnym ogrzewaniem średnio 150 — 200 l, maksym. 175—225 l. Potrzeby gospodarczo-komunalne: łaźnie na 1 osobę — 125—180 l, pralnie na 1 kg suchej bielizny 60—75 l, szpitale na 1 łóżko 300—500 l/doba, polewanie ulic i zieleni na 1 m² — 3—8 l/doba.

Normy czechosłowackie na wodę pitną i użytkową dla małych regionów poniżej 10.000 mieszkańców, z przewidywanym wzrostem na przyszłość, obliczono z 80 l/d/os. na 140 l/d/os. W miejscowościach ponad 10.000 mieszkańców — z 90 l/d/os. wzrost do 190 l/d/os. W tych liczbach wzrostu uwzględnia się nie tylko wzrost ilości w przyszłości potrzeb wody na osobę, lecz i wzrost ilości mieszkańców. Oprócz tego w tych liczbach uwzględnione są także potrzeby drobnego przemysłu.

Zaopatrzenie w wodę przemysłu wymaga mniejszej jakości wody, lecz zato stosunkowo dużej ilości. Dla zaopatrzenia przemysłu z reguły winny być wykorzystywane wody rzek i zbiorników wodnych. Dla niektórych jednak gałęzi przemysłu spożywczego niezbędna jest woda wysokiej jakości. Potrzeby wody w różnych gałęziach przemysłu, w zależności od rozmiaru i rodzaju przedsiębiorstw, są różnorodne i w każdym osobnym wypadku określane charakterem wytwórczości, aparaturą i urządzeniem. Dla przykładu podajemy: na 1 kg wyprodukowanego papieru potrzeba 400—800 litrów, na 1 kg produkcji cukru 100 l, na 1 hektolitr piwa — 500 l, na 1 m wyprodukowanego materiału bawełnianego 25—50 l itd. Przemysł metalurgiczny jest dużym użytkownikiem wody. Zaopatrzenie w wodę urządzeń do wytopu stali winno być pewne i nieprzerwywalne. Potrzeba wody wynosi od 12 do 20 m³ na 1 tonę produkcji stali. Średnio na technologiczne procesy walcownici potrzeba od 15 do 20 m³ wody na 1 tonę produkcji. Potrzeby chemicznych fabryk zależą od rodzaju produkcji. W przemyśle papierniczym woda jest podstawowym surowcem (na wykonanie 1 tony gazetowego papieru potrzeba ok. 500 m³ wody).

Powyższe dane wykazują, że potrzeby miast, osiedli i przemysłu silnie waha się ilościowo. Niewielkie miasta, stacje kolejowe i małe przedsiębiorstwa przemysłowe mogą ograniczać się do kilkuset m³ na dobę i mogą otrzymywać dobrą wodę z kilku artestyckich studzien lub źródeł o średnim debicie. Natomiast w wielkich miastach potrzeby wody sięgają dziesiątków i setek tysięcy m³/dobę. Otrzymywanie takiej ilości wody wymaga wykorzystania wszystkich wodnych zasobów regionu zarówno powierzchniowych, jak też i podziemnych.

Przy określaniu ilości potrzebnej wody ważnym jest także uwzględnienie możliwych wahań zużycia wody sezonowych, miesięcznych, a także dobowych i godzinowych. Takie wahania zużycia wody mogą mieć zasadnicze znaczenie przy określaniu eksploatacji wód podziemnych, a więc i ocenie ich zasobów.

Hydroenergetyka i żegluga wymagają dużej ilości wody oraz równomierności dopływu. W przeciwieństwie jednak do innych użytkowników — wykorzystujących wodę bezpowrotnie — zwracając wodę prawie w całości.

Rozwój i intensyfikacja oraz przekształcenie socjalistycznej gospodarki rolnej wymagać będzie szczególnego wzrostu zapotrzebowania na wodę zarówno ilościowego, jak też i jakościowego. Dawniejsze potrzeby wody ograniczały się najwyżej do zraszania sadów i ogrodów. Nowoczesne potrzeby wymagają konieczności stosowania nawadniania dla podniesienia plonów łąk i pól, ponieważ dla normalnej vegetacji roślinności konieczną jest pewna określona ilość opadów.

Wraz ze wzrostem ilości, większych ośrodków rolniczych państwowych i spółdzielczych, powstają nowe potrzeby i nowi użytkownicy wody. To wymaga innego rozplanowania źródeł zaopatrzenia w wodę, zwiększenia urządzeń i mechanizacji poboru wody, a w wielu wypadkach urządzeń wodociągowych, od

czego w znacznym stopniu zależy wydajność i dochodowość szeregu gałęzi gospodarki rolnej. Zaopatrzenie w wodę rolnictwa wyróżnia się masowością punktów poboru w regionie, lecz niedużym stosunkowo rozchodem wody w każdym poszczególnym punkcie i znaczną nierównomiernością zużytkowania.

Według norm radzieckich zapotrzebowanie na wodę średniego gospodarstwa rolnego okręgu z ludnością 1600 — 1800 osób wynosi ok. 70 tys. m³/rok. Na nawodnianie w centralnych regionach europejskiej części Związku Radzieckiego w okresie wegetacyjnym przyjmuje się średnio ok. 2000 — 2500 m³ na hektar. Według norm czechosłowackich przeciętnie 1100 m³/ha/rok dla łąk (z czego 300 m³ zwrotne do rzeki) i 1500 m³ na nawadnianie pól.

Należy zaznaczyć, że potrzeby wody na nawodnianie, w każdym osobnym regionie oraz rozmiary koniecznych norm dla poszczególnych kultur rolnych, zmieniają się bardzo znacznie w różnych pod względem pomyślności latach. W zależności od tych warunków, normy np. dla wspomnianego regionu centralnego wahają się od 1200 do 2500 m³/ha nawodnianej powierzchni.

Podkreślić należy, że wahania zapotrzebowania wody na nawodnianie najczęściej nie idą w parze z wahaniami zasobów wodnych w rzece. Tak np. w regionach równinnych środkowej części Polski wielkie wody w rzekach występują tylko na wiosnę, w miesiącach zaś największych potrzeb do nawodniania lub zraszania (lato) w rzekach mamy najniższe stany.

Ważnym użytkownikiem wody jest jeszcze transport kolejowy. Charakterystyczną cechą jego jest potrzeba b. wysokiego (do 100 %) zabezpieczenia ilości, jak też i jakości wody. Ilość punktów potrzebujących wodę w transporcie kolejowym jest mniejsza niż np. w gospodarstwach rolnych i koncentruje się w dorzeczu wąskimi pasami, lecz potrzeby wody każdego poszczególnego punktu, np. niedużej stacji kolejowej, są dość znaczne i wynoszą średnio około 2—3 mln. m³ w ciągu roku.

Dla przykładu podajemy wskaźniki zapotrzebowania w wodę gospodarstw rolnych, transportu kolejowego i miejskiego ośrodka przemysłowego na zlewniach niektórych rzek półn.-zach. (A), zachodniego (B) i połudn.-wschodn. (C) regionów europejskiej części ZSRR w przeliczeniu na 1 ha powierzchni zlewni tych rzek:

Rzeka	Sumaryczne zapotrzebowanie	Gospodarstwa rolne	Transport kolejowy	Miejskie duże ośrodki przemysłowe
	m ³ /rok/1 ha			
A	55 — 80	14 — 27	26 — 27	14 — 29
B	35 — 60	15 — 29	17 — 24	3 — 6
C	22 — 54	3 — 6	—	19 — 48

Lewa liczba oznacza obecne zapotrzebowanie, prawa — przyszłe (za 10—15 lat).

PLANOWANIE WODNO - GOSPODARCZE

Z powyższych rozważań wnioskujemy, że całokształt wodno-gospodarczego planowania obejmuje istniejące zasoby wodne i fizjograficzne czynniki kształtujące obraz danego regionu — z jednej strony oraz kompleksowe gospodarcze potrzeby — z drugiej. Celem wodno-gospodarczego planowania jest właściwe dążenie do osiągnięcia równowagi między wspomnianymi wyżej zasobami wodnymi, a gospodarczymi potrzebami.

Zasoby wodne są decydującym czynnikiem i dla tego przede wszystkim należy ułożyć porównawcze zestawienie potrzeb wodnych z zasobami, tj. zestawienie w wodno-gospodarczym bilansie.

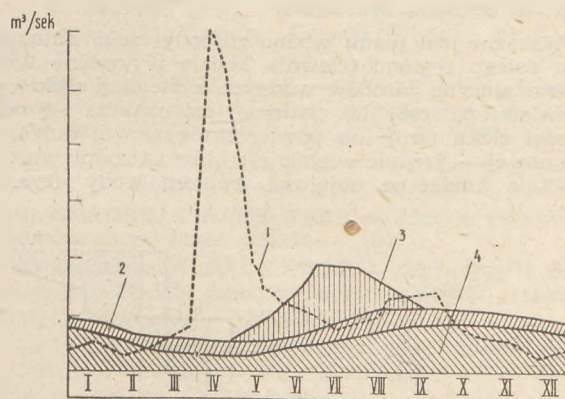
Jak każdy bilans, zestawienie sprowadza się do ułożenia porównawczego 2-ch części: przychodowej,

przedstawiającej istniejące zasoby wodne regionu i rozchodowej, zawierające sumaryczne potrzeby wodne zarówno stanu obecnego, jak też i przyszłych, zmierzonych nowych gałęzi użytkowania wody.

Takie zestawienie powinno być wykonane zarówno według rocznej objętości odpływu, jak też i według układu w różnych porach roku.

Naturalnie bilans wodno-gospodarczy zestawiać należy w kilku możliwych wariantach wykorzystania, celem wybrania takiego, przy którym zasoby wodne regionu wykorzystane będą najekonomiczniej. Podstawą przepracowania wariantów technicznych winno być szczegółowe zbadanie przyrodniczych i gospodarczych warunków w danym regionie, znaczenie i ważność każdego z użytkowników dla miejscowej gospodarki, warunków poboru wody, jej użytkowania itp.

Na podstawie powyższych danych przychodowej i rozchodowej części bilansu, przy założeniu kilku gałęzi użytkowania można sporządzić wykres bilansu wodno-gospodarczego, tj. wykres wzajemnego układu między zasobami i potrzebami (rys. 2). Z wykresu tego widać, że w okresie wiosennej powodzi (kwiecień, maj) mamy nadmiar odpływu, latem (czerwiec — sierpień) i zimą (listopad, grudzień, styczeń, luty) — nie-



Rys. 2. Wykres zasobów i potrzeb wodnych
1 — przepływy; 2 — wodociągi; 3 — nawodnianie;
4 — hydroenergetyka.

dobór, a więc sumaryczne zapotrzebowanie — bez regulowania spływu (zbiorniki) — nie będzie mogło być pokryte.

Rozważania powyższe i badania pozwolą zestawić wodno-gospodarczy bilans regionu oraz wyciągnąć wnioski dotyczące niezbędnych regulujących zabiegów technicznych.

Schematyczne takie zestawienie może być uszeregowane jak następuje:

- 1) dopływ z cieków wodnych regionu, zabezpieczający podaż wody na 95% — 97% w miejscu przewidzianym do ujęcia (D);
- 2) ogólne sumaryczne zapotrzebowanie w tych miejscach i wyżej dla różnych gałęzi użytkowania (P);
- 3) straty wody na parowanie i filtrację w ewent. zbiornikach i ujęciu, jak też straty po drodze do tego ujęcia (p i f);
- 4) inne bezzwrotne straty np. zlodzenia, straty przy śluzowaniu lub na turbinach (s);
- 5) podaż wody niżej ujęcia dla zaopatrzenia w wodę użytkowników położonych niżej z biegiem rzeki (na zabezpieczenie żeglugi, śluzowania i hydroenergetyki, na nawodnianie gruntów, na utrzymanie rzeki w należyтым sanitarnym stanie itp) (n);
- 6) zwrotne wody powyżej ujęcia, jak np. czyste wody zwrotne przemysłu, oddawane powyżej przewidywanego miejsca ujęcia; wody z deszczów nawałnych spływające do rzeki powyżej ujęcia, wody dochodzące do ujęcia z wyżej położonych zbiorników, wody z kanałów osuszających itp. (Z).

Bilans taki (stosownie do powyższych oznaczeń) może być wyrażony następującym wzorem:

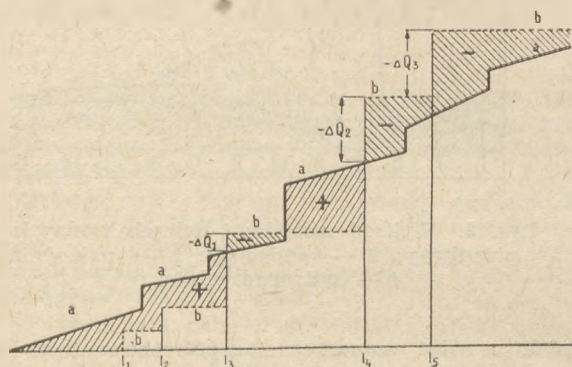
$$D - (P + p + f + s + n) + Z \geq 0$$

Przy planowaniu wykorzystania wodnych zasobów opierać się należy na pewnych zasadach. Tak więc wody podziemne (źródła, studnie) wykorzystywać dla zaopatrzenia w wodę pitną, a przy ich większej wydajności i dla nawodnienia. Powierzchniowe wody — rzeki, jeziora, zbiorniki — wyznaczać dla innych potrzeb, w tej liczbie i dla zaopatrzenia w wodę pitną, jeżeli podziemnych wód braknie. Wody zwrotne (ściekowe) z osiedli i przemysłu na zraszanie.

Podstawowymi elementami wodno-gospodarczych obliczeń — jak to w poprzednich rozważaniach niejednokrotnie podkreślano — są istniejące zasoby wodne (odpływ) oraz istniejące i przewidziane zapotrzebowanie. Wzajemny układ między odpływem i potrzebami dla określonego miejsca rzeki, poglądowo przedstawiono na rys. 2.

Wykres dopływu (zasobów wodnych) można podawać nieprzerwaną codzienną krzywą przebiegu lub stopniową średnią miesięczną przebiegu odpływu. Wykresy potrzeb najczęściej stopniową linią miesięczną lub poziomą przeciętną.

Wskaźnikiem planu wodno-gospodarczego natomiast dla całego regionu (zlewni) będzie wykreślne ujęcie wzrastających zasobów wodnych z biegiem rzeki oraz rozkładu potrzeb. Na poziomej osi oznacza się odległość cieków (km) lub powierzchnię zlewni (km²), na pionowej — średnie wieloletnie objętości odpływu oraz średnie konieczne objętości potrzeb wody (rys. 3).



Ry 3. Wykres bilansu wodno-gospodarczego dorzecza.

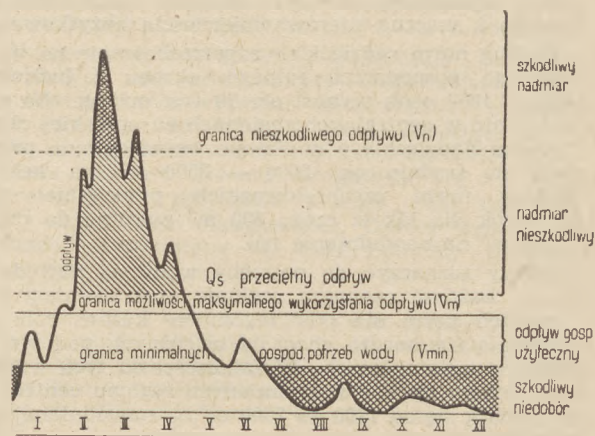
Stopniowa łamana linia a, a, a..., charakteryzuje narastanie odpływu z biegiem rzeki, stopnie b, b, b... oznaczają stopniowe narastanie potrzeb wodnych. Różnice pionowych odcinków między liniami a, a, a... i b, b, b..., odpowiadają nadmiarom lub niedoborom odpływu z biegiem rzeki (ΔQ), l — odległości od źródła.

Omówiony wykres bilansu wodno-gospodarczego, wykazujący istnienie niedoboru lub nadmiaru zasobów wodnych na określonych odcinkach, pozwala ustalić kierunki koniecznych zabiegów technicznych i gospodarczych w danym dorzeczu dla zrównoważenia bilansu wodno-gospodarczego. Zrównoważenie takie może być wykonane przy pomocy:

- zmniejszenia rozchodu zużycia wody;
- zmniejszenia wszelkich możliwych strat;
- dodatkowego zasilania ze zbiorników lub sąsiednich cieków.

Pozostaje jeszcze do omówienia podział zasobów wodnych danego cieków z punktu widzenia gospodarczych potrzeb oraz podstaw określających aktywność lub pasywność cieków danego regionu.

Na wykresie krzywej przepływu, obrazującej zasobność cieków, oznaczamy linie tzw. „gospodarczych granic odpływu“ (rys. 4):



Rys. 4. Wykres gospodarczych możliwości wykorzystania odpływu.

- granica minimalnych gospodarczych potrzeb wodnych (V_{min});
- granica możliwości maksymalnego wykorzystania (V_m);
- granica nieszkodliwego odpływu (V_n).

Granica minimalnych gospodarczych potrzeb wyznacza odpływ, które w rzece bezwarunkowo muszą być zagwarantowane dla istniejących względnie przewidywanych potrzeb lub też niezbędnych dla samoczyszczania rzeki. Jeśli odpływ opada poniżej tej granicy, nastaje szkodliwy niedobór wody, który narusza działalność urządzeń i powoduje przeszkody gospodarcze i sanitarne.

Granica możliwości maksymalnego wykorzystania określa odpływ, który jest jeszcze w danym dorzeczu możliwy do zużytkowania za pomocą regulacji spływu (budowa zbiorników itp.). W dorzeczu, gdzie wszystkie potrzeby są już zaspokojone, a zbywa pewny zasób wody można np. przebudowywać polne gospodarstwo na ogrodnicze itp. Jeśli są odpowiednie warunki, można rozważyć budowę nowych hydroelektrowni, a w związku z tym — nowego przemysłu itp. Naturalnie — zarówno jak i w poprzednim wypadku — granice nie muszą być w całym roku równe, w żadnym jednak przypadku nie może przeciętna roczna wartość tego odpływu przekroczyć przeciętny roczny odpływ dorzecza.

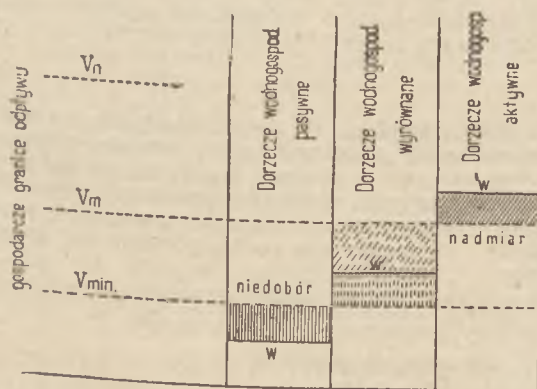
Granica nieszkodliwego odpływu dotyczy odpływu nad granicą gospodarczo możliwą do wykorzystania. Odpływ ten spływa nieużytkowany i jest nieszkodliwy. Po przekroczeniu jednak pewnej granicy może wywoływać gospodarcze szkody (zalewy pól, osiedli itp.). Odpływ taki powyżej tej granicy nazywamy „szkodliwym nadmiarem“. Zaznaczyć również należy, że granice takie mogą być zmienne — w jednej porze roku mogą być szkodliwe, w drugiej zaś nie (np. zalewy wiosną i w okresie sianokosów).

Jak mówiliśmy wyżej — celem wodno-gospodarczego planowania w danym dorzeczu jest osiągnięcie takiego wyrównania odpływu, które by odpowiadało gospodarczym i technicznym możliwościom wykorzystania odpływu.

Porównując możliwości wyrównania odpływu z gospodarczymi granicami odpływu V_{min} i V_m otrzymamy:

- Odpływ nie da się wyrównać i będzie ukladał się pod granicą minimum gospodarczych potrzeb, tj. będzie jeszcze pewny niedobór wody — nazwiemy wtedy dorzecze „wodno-gospodarczo-pasywne“.

- Wyrównany odpływ (W) leży nad granicą minimalnych potrzeb, lecz pod granicą gospodarczych możliwości wykorzystania. Tutaj minimalne pilne potrzeby są zaspokojone, a oprócz tego pozostaje jeszcze do dyspozycji pewna ilość wody dla innych gospodarczych potrzeb. Będzie to „dorzecze wyrównane”.
- Wyrównany odpływ leży nad granicą gospodarczego zużytkowania, czyli jest tu jeszcze zapas wody. Takie dorzecze nazwiemy „aktywne” (rys. 5).



Rys. 5

Podkreślić należy ważność ustalenia aktywnych i pasywnych cieków w danym regionie dla planowania wodno-gospodarczego. Opracowując stopniowo poszczególne ciek, wskazanym jest sporządzić szkicową mapkę pasywnych i aktywnych cieków regionu, zyskując tym pogląd na układ zasobności wód i możliwości gospodarczego wykorzystania. Oczywiście, że w dorzeczu pasywnym, możliwości rozwoju wodno-gospodarczego są zahamowane i muszą ograniczać się do potrzeb najkonieczniejszych. W poszczególnych wypadkach można stosunki wodne poprawić, doprowadzeniem wód z sąsiednich aktywnych cieków, jeśli to technicznie jest do wykonania.

Jak widzimy z powyższych rozważań, opracowanie ogólnego planu wykorzystania zasobów wodnych pewnego dorzecza (regionu) lub cieku, prawidłowego rozplanowania zabiegów regulujących spływ itp.—przedstawia b. poważne i skomplikowane zadanie, o ile mamy osiągnąć najwygodniejszy narodowo-gospodarczy efekt. Mylnym będzie pogląd, że wystarczy mieć dobrze opracowane założenia hydrologiczne, dotyczące

przebiegu procesów spływu zestawień z potrzebami gospodarczymi danego regionu i wysnuć odpowiednie wnioski. Tak naturalnie nie jest. Założenia hydrologiczne rzadko będą dostateczne, przy tak słabym u nas jeszcze opanowaniu rzek pod względem pomiarów i obserwacji. Wymagane więc będą, przeważnie zawsze, dodatkowe obszerne studia, dotyczące genezy spływu w danym regionie, w związku z czynnikami kształtującymi ten spływ, jak też i z uwagi na ewentualne zmiany perspektywiczne. Również i podstawy poszczególnych gospodarczych składowych planu wymagają dla każdej gałęzi osobnego ścisłego rozpracowania, a co najważniejsze nie tylko dla doby obecnej, lecz i dla przewidywanego planu rozwojowego w przyszłości. W przeciwnym razie — jak to często się zdarza — mogą zaistnieć duże pomyłki, które mogłyby spowodować naruszenie równowagi w zaplanowanym bilansie wodno-gospodarczym, a tym samym straty, częstokroć nie do naprawienia.

LITERATURA

1. K. DĘBSKI prof. — Kształtowanie gospodarki wodnej w małym dorzeczu. — „Gospodarka Wodna” Nr 1—2/1950 r.
2. K. DĘBSKI prof. — Perspektywiczny bilans wodny i jego opracowanie. „Gospod. Wodna” Nr 7—8, 9 1951 r.
3. R. ROŚŁOŃSKI prof. — O możliwościach bilansowania odpływu rzek polskich i planowej gospodarki wodnej. — „Gospod. Wodna” Nr 7—8/1951 r.
4. C. ZAKASZEWSKI prof. — Planowany bilans wodny — „Gospod. Wodna” Nr 4/5 1951 r.
5. AKADEMIA NAUK ZSRR — Małe reki w narodnym choźajstwie ZSRR — 1949 r.
6. AKADEMIA NAUK ZSRR — Pryncypy i metody kompleksnego ispolzowanija wodnych resursów małych basseinow — 1950 r.
7. POLAKOW — Gidrologičeskie rasczoty przy projektirowanii sooruzenij na riekach małych basseinow — 1947 r.
8. CZEBOTARIEW — Stok i gidrologičeskie rasczoty Gidrometrizdat — 1939 r.
9. ZOŁOTAREW — Gidroenergietyka — Gosenergoizdat — 1950.
10. OGIEWSKI — Gidrologia suszy. — 1936 r.
11. BRATRANEK A. doc. dr — Zasady vodohospodarskeho planowanija na tocich. Praha 1946 r.
12. SMETANA J. prof. — Studie wodního hospodarství reky Orlice. Praha 1941 r.
13. BILICEK J. dr — Zasobování Kladna a okolí vodou ze zdrže na Klicave. Praha 1946 r.

INŻ. KLEMENS PSZENICKI I INŻ. STANISŁAW SMOLEŃSKI

Normowanie techniczne w dziedzinie projektowania i wykonywania budowli hydrotechnicznych w ZSRR¹⁾

Niebywały rozmach budownictwa przemysłowego i mieszkaniowego w ZSRR wywołał potrzebę wszechstronnego rozwoju normowania technicznego w zakresie projektowania i wykonawstwa robót budowlanych na podstawach osiągnięć przodującej nauki radzieckiej i techniki budowlanej.

Rząd Radziecki na sprawę tę zwraca dużą uwagę i dlatego to normowaniu technicznemu w dziedzinie budownictwa w ZSRR nadano znaczenie państwowe. Dokumenty normatywne opracowywane są przez biu-

ra projektów, organizacje budowlane i instytutu naukowo-badawcze i z reguły zatwierdzane są przez organy państwowe.

Doświadczenia pierwszych pięciolatek i masowy, ogólnonarodowy ruch stachanowski obalily stare konserwatywne normy oparte na przedrewolucyjnych rosyjskich i zagranicznych doświadczeniach.

Wobec tego w latach 1935 — 36 w ZSRR przystąpiono do rewizji starych i do opracowania nowych dokumentów normatywnych w dziedzinie budownictwa i w latach 1937 — 38 opracowano nowe warunki techniczne i normy dla budownictwa. Dało to możliwość opracowania jednolitej instrukcji, obowiązującej

¹⁾ Artykuł został napisany na podstawie referatu radzieckiego uczonego B. M. Lubczenki, wygłoszonego na Kongresie Międzynarodowej Komisji Wysokich Zapór w Dehli, w styczniu 1951 r.

wszystkie urzędy i ministerstwa i składającej się z następujących części:

- I. Materiały budowlane, detale i konstrukcje,
- II. Organizacja i mechanizacja robót,
- III. Normy projektowania budowlanego,
- IV. Normy kosztorysowe na roboty budowlane,
- V. Przepisy dla wykonawstwa i odbioru robót budowlanych,

Dodatek — Techniczno-ekonomiczne wskaźniki w budownictwie.

We wszystkich częściach Instrukcji są odpowiednie rozdziały poświęcone budowlom hydrotechnicznym.

Rodzaje dokumentów normatywnych.

Dokumenty normatywne w dziedzinie budownictwa w ZSRR, a w szczególności w zakresie budowy jazów i zapór, stosownie do stopnia obowiązujących przepisów dla różnych biur projektów i organizacji budowlanych, dzielą się na następujące rodzaje:

- Ogólno-związkowe (przeważnie wydawane są one w formie państwowych norm GOST) i obowiązują wszystkie ministerstwa i urzędy;
- Resortowe — obowiązujące w obrębie jednego ministerstwa lub urzędu, względnie nawet w obrębie poszczególnych biur projektowych i organizacji budowlanych.

W zależności od treści i stopnia stosowalności zawartych w nich wytycznych, dokumenty normatywne dzielą się na:

- normy,
- warunki techniczne, wskazówki i przepisy,
- instrukcje.

Prócz tego szerokie rozpowszechnienie mają metodyczne przepisy i materiały sprawozdawcze i informacyjne.

Normowanie techniczne w dziedzinie projektowania oraz wykonywania jazów i zapór.

Normowanie techniczne projektowania oraz wykonywania jazów i zapór, jak również i w innych gałęziach budownictwa ogarnia wszystkie sprawy i procesy odnośnie prac badawczych, projektowania i wykonawstwa robót.

Doświadczenia w okresie pierwszej i drugiej pięciolatki w budownictwie hydrotechnicznym wykazały bezcelowość techniczną norm opartych na pojęciach konserwatywnych i nadzwyczaj dużych, nieusprawiedliwionych współczynnikach bezpieczeństwa; zmusiło to do przeprowadzenia tych norm na podstawie naukowej. Dało to możliwość wyznaczenia współczynników bezpieczeństwa na wytrzymałość i stateczność obliczeń fundamentów, podłoża itp., które to wartości przestały być „współczynnikami braku wiedzy” i zostały wyznaczone ściśle.

Kardynalnymi zasadami normowania technicznego w dziedzinie projektowania i wykonawstwa budowli hydrotechnicznych będą:

- przepisy o zakresie i kolejności opracowywania projektów (fazy projektowania);
- różniczkowanie stopnia ważności rozmaitych budowli (klasyfikacja według wielkości i znaczenia);
- przepisy o kolejności uwzględniania działających na budowle sił i obciążeń; kolejność obliczeń budowli i konstrukcji na ich wytrzymałość i stateczność;
- ustalenie współczynników bezpieczeństwa na wytrzymałość i stateczność;
- wymogi techniczne dla materiałów budowlanych;
- ustalenie metod obliczeń, wzorów i współczynników;
- przepisy konstrukcyjne, normy dla minimalnych wymiarów poszczególnych elementów budowli;

— metody i zasady organizacyjne w wykonawstwie robót, zasady ich kontroli i dokumentacji technicznej;

— przepisy dla prac badawczych;

— wprowadzanie w życie stosowania przodujących postępowych i ekonomicznych rozwiązań konstrukcyjnych i zasad organizacyjnych.

Z uwagi na osobliwe znaczenie podanych powyżej kapitalnych zasadniczych tez przy projektowaniu i wykonawstwie, najważniejszym z nich nadano charakter ustaw technicznych, drogą wydania specjalnych rządowych zarządzeń lub też wydania ogólnowiązkowych państwowych norm i standartów (GOST).

Stadia (fazy) projektowania

Reglamentacja co do treści, objętości i kolejności rozpracowania projektów zapór i innych budowli hydrotechnicznych w różnych fazach ma za zadanie zabezpieczyć w pełni należyte i gruntowne opracowanie projektu w sposób wykluczający nadmierną szczegółowość, zbyteczną dla poszczególnych faz projektowania.

Uchwałą rządową z 1938 r. w ZSRR ustalone zostały trzy fazy projektowania budowlanego:

- 1) założenia do projektu,
- 2) projekt techniczny,
- 3) rysunki robocze.

Powyższe zarządzenia normują również wymagania co do treści, objętości i kolejności projektów w poszczególnych fazach i odnoszą się do wszystkich dziedzin gospodarki narodowej.

Założenia do projektu mają na celu wykazać możliwość techniczną i celowość ekonomiczną projektowanej budowli w danym miejscu i w terminach wyznaczonych. Na podstawie zatwierdzonych założeń do projektu przy istnieniu tytułu inwestycyjnego zezwala się rozpocząć wstępne roboty wykonawcze.

Projekt techniczny opracowywuje się na podstawie zatwierdzonego założenia i jest na każdej budowli zasadniczym dokumentem; w projekcie tym rozwiązuje się zasadnicze kwestie techniczne, ustala się wskaźniki techniczno-ekonomiczne projektowanego przedsięwzięcia i jego koszt.

Na podstawie zatwierdzonego projektu technicznego i otrzymanych danych technicznych, dotyczących zamówionego wyposażenia, opracowuje się rysunki robocze, przy wykreślaniu których zabrania się odstępować od zatwierdzonego projektu technicznego.

Klasyfikacja budowli według ich wielkości i znaczenia.

Klasyfikacja budowli hydrotechnicznych według wielkości i znaczenia wprowadza zasadę stawiania różnych wymogów technicznych, zwiększonych dla wyjątkowo odpowiedzialnych budowli i obniżonych dla budowli mniejszego znaczenia.

Przy projektowaniu dobiera się różne wielkości współczynników bezpieczeństwa na wytrzymałość i trwałość budowli oraz stawia się różne wymagania dla materiałów budowlanych, minimalnie dopuszczalnych wymiarów (szerokość zapór i grobli w koronie, berm, poziomu korony zapór, berm kanałów i innych niezatapianych powierzchni w stosunku do maksymalnych stanów wody itp.).

Norma GOST 3315 — 46 w sprawie klasyfikacji zapór i innych budowli hydrotechnicznych, według ich wielkości, ustala podział ich na 5 klas, według ich znaczenia w zależności od: 1) produkcyjnej możliwości obsługiwanego przez budowlę wodną przedsiębiorstwa (elektrownia wodna, system nawadniający, kanał żeglowski, port rzeczny lub morski itp.), 2) znaczenia budowli dla zabezpieczenia bezawaryjnej pracy tego przedsiębiorstwa i charakteru budowli (stałe, czasowe).

Sily i obciążenia działające na budowie

Sily i obciążenia (GOST 3154 — 46) dzielą się na trzy grupy:

- 1) zasadnicze (stałe lub regularnie działające w warunkach normalnej eksploatacji),
- 2) dodatkowe (działające przypadkowo lub przez krótki okres czasu),
- 3) wyjątkowe (działające w wyjątkowych wypadkach).

Przy projektowaniu budowli wykonuje się obliczenia na działanie zasadniczych obciążeń i sprawdza się na wspólne działanie zasadniczych i dodatkowych, a także zasadniczych, dodatkowych i wyjątkowych obciążeń. W obliczeniach tych przyjmuje się różne współczynniki bezpieczeństwa, większe do obliczeń dla zasadniczych obciążeń i mniejsze przy uwzględnianiu obciążeń dodatkowych i wyjątkowych.

W oddzielnych normach podaje się wskazówki co do metod określenia obciążeń wywołanych zjawiskami lodowymi (GOST 3440 — 46), falowymi (GOST 3255—46), od statków (GOST 3439—46) i innych, z przytoczeniem wzorów obliczeniowych, współczynników itp.

Projektowanie i obliczenie

Instrukcje techniczne w dziedzinie projektowania i obliczenia jazów i zapór obejmują sprawy projektowania fundamentów i projektowanie korpusu zapór i ich poszczególnych elementów oraz obliczenie maksymalnych przepływów wody w rzekach.

Ogólne normy ustalają kardynalne zasady projektowania: zadania fundamentów, metody określania geotechnicznych charakterystyk gruntów, metody obliczeń osiadania i stateczności budowli, współczynniki bezpieczeństwa na stateczność dla budowli różnych klas.

Projektowane różnych rodzajów budowli wodnych wykonuje się według ogólnych warunków technicznych i norm projektowania budowli betonowych i żelbetowych (GOST 4286—48), drewnianych (GOST 3061—46), kamiennych, ceglanych i stalowych konstrukcji hydrotechnicznych. Zawierają one ogólne dane i zakres stosowania norm, warunki dla materiałów (gatunek lub marka i ich charakterystyki techniczne), metody obliczeń i wzory obliczeniowe i wytrzymałościowe, współczynniki bezpieczeństwa dla różnych budowli różnych klas i wskazówki konstrukcyjne.

W dziedzinie obliczeń konstrukcji żelbetowych ZSRR jeszcze w 1938 r. przeszedł na zaproponowaną przez specjalistów radzieckich metodę odkształceń klasycznych, tj. według sił łamiących (nie biorąc pod uwagę pracy rozciąganej strefy betonu), dającą znaczną oszczędność w stosunku do przyjętej dawniej metody i w zupełności usprawiedliwioną długoletnią praktyką stosowania w budownictwie.

Dla żelbetowych elementów budowli wodnych, w których jest niedopuszczalne tworzenie się pęknięć ze względu na wodoszczelność, wykonuje się dodatkowe obliczenia, przyjmując pod uwagę dopuszczalne naprężenia betonu na rozciąganie. Obliczenie przekroju konstrukcji betonowych wykonuje się z uwzględnieniem wytrzymałości rozciąganej strefy betonu (według fazy I). Obliczenie konstrukcji, dla których niezbędne jest określenie działających w nich naprężeń (np. dla zapór betonowych typu ciężkiego, sklepień tunelowych itp.), wykonuje się według naprężeń dopuszczalnych (według metody klasycznej).

Opracowano również oryginalną teorię obliczenia, mającą szerokie zastosowanie w budownictwie wodnym małowzbrojonych betonowych konstrukcji, w których zbrojenie jest mniejsze od najmniejszego procentu ustalonego dla żelbetowych konstrukcji.

Drewniane, kamienne, ceglane i stalowe konstrukcje budowli wodnych obliczane są według dopuszczalnych naprężeń, przy tym wielkości ich w okresie ostatnich 10 lat znacznie zwiększono na podstawie doświadczeń przy budowie i eksploatacji oraz prac naukowo-badawczych.

Normy projektowania ubijanych zapór ziemnych zawierają klasyfikację techniczną zapór ziemnych, ogólne wskazania dotyczące wyboru materiału dla korpusu zapory, szczegółowe wskazówki dotyczące konstrukcji poprzecznego profilu zapory i poszczególnych jej elementów (szerokość zapory w koronie, pochylenie skarp zapory, ubezpieczenie skarp, urządzenia przeciwiłtracyjne i drenażowe, połączenie korpusu zapory z fundamentem, brzegami i innymi budowlami). Dla szeregu elementów (szerokość korony, wzniesienie jej ponad poziom wody górnej, wymiary ekranu, ponuru itd.) normy te podają minimalne dopuszczalne wymiary, zróżniczkowane w zależności od klasy budowli lub wysokości zapory. Poza tym ustalono zasady dotyczące obliczeń zapór na filtrację, obliczeń skarp i plastycznych ekranów na stateczność oraz obliczeń sztywnych ekranów i diafragm. Dodatkowo przytoczone są zalecenia i przepisy dotyczące wyboru typu zapory i wszelkich rodzajów obliczeń.

Przepisy dla określenia maksymalnych przepływów wody w rzekach zawarte są w GOST 3999—48. W charakterze podstawowej metody poleca się obliczenia według krzywej prawdopodobieństwa, zbudowanej według metod statystyki matematycznej na podstawie długotrwałego szeregu obserwacji nad wezbraniami, a w braku dostatecznie długich obserwacji, według wzorów empirycznych; wyniki obliczenia matematycznego bezwarunkowo muszą być sprawdzane i korygowane drogą badań i analizy fizyko-geograficznych warunków zlewni danej rzeki oraz genezy wezbrań powodziowych. Normy te ustalają także procenty prawdopodobieństwa pojawiania się maksymalnych przepływów zależnie od klasy budowli.

Przepisy GOST 4688—49 ustalają standaryzowane wymiary prostokątnych, zamykanych otworów dla odprowadzenia wody.

Unifikacja terminologii technicznej ma duże znaczenie tak dla budowy, jak i dla literatury technicznej. Zasadnicze ujednolitanie terminologii technicznej, przeprowadzane jest przez Akademię Nauk ZSRR, niektóre szczegóły opracowują poszczególne urzędy. W dziedzinie budowli wodnych wydany został GOST 5315—50, ustalający zasadnicze nazwy (248 sztuk).

Opracowano i wydano znaczną ilość dokumentów normatywnych, ustalających zasady projektowania nie tylko jazów i zapór, ale i wielu innych budowli wodnych. Prócz tego, wydane zostały specjalne instrukcje dla poszczególnych zasadniczych kwestii o charakterze problemowym, jak np. skutków użyteczności w siłowniach wodnych, strat spowodowanych przez zalewy, podtopienia itd. Normy projektowania zawierają również przepisy dla budowy ujęć, sposoby walki z rumowiskiem, śryżem, lodem itd.

W normach dla projektowania osadników przy siłowniach wodnych podane są wiadomości o warunkach budowy i eksploatacji, wskazówki co do wyboru typu i położenia osadników i ich zasadniczych wymiarów, sposoby obliczeń zamuleń i przemywania oraz wskazówki co do uwzględnienia warunków zimowych.

Normy projektowania bocznych kanałów dla siłowni wodnych zawierają wskazówki dotyczące wyboru typu kanału (przekroje poprzeczne, nachylenie skarp, umocnienia itd.).

W normach dla projektowania sztolni umieszczone są wytyczne dotyczące wyboru typu, trasy, formy przekroju poprzecznego i wykończenia.

W normach przytoczone są także szczegółowe wskazówki dotyczące obliczeń energo-ekonomicznych i hydraulicznych.

Normy dla projektowania drewnianych, rurowych przewodów pod ciśnieniem (typu ciągłego), GOST 3393—46, ustalają standardowe wewnętrzne średnice rurociągu, wymagania dla materiałów, wytyczne dotyczące wyboru najwygodniejszej średnicy i obliczeń hydraulicznych i konstrukcyjnych rurociągu. W normach podane są także wytyczne dotyczące wyboru trasy i podłużnego przekroju rurociągu, projektowania i obliczeń jego podpór, ustawienia na rurociągu wentyli powietrznych, włazów i zasuw bezpieczeństwa.

Normy dla projektowania stalowych rurociągów pod ciśnieniem dla siłowni wodnych ustalają standardowe średnice rurociągu i wymagania stawiane dla materiałów rurociągu, elementów konstrukcyjnych i podpór. W normach przytoczone są również szczegółowe wskazówki dotyczące konstrukcji i obliczeń rurociągu i jego podpór, wyboru trasy i profilu podłużnego, rozlokowania podpór, zasuw, urządzeń doprowadzających powietrze, włączników itp. i podane są wielkości naprężeń dopuszczalnych. Prócz tego pomieszczone są dodatkowe zalecenia i wytyczne dotyczące obliczeń urządzeń doprowadzających powietrze. Obliczeń trwałości rurociągu, obliczeń statycznych itd.

Obliczenia hydrauliczne.

Do najbardziej ważnych zagadnień hydrauliki inżynierskiej, wymagających uformowania, są obliczenia hydrauliczne wszystkich rodzajów upustów i związane z nimi obliczenia hydrauliczne przewodów wodnych oraz obliczenia filtracji pod budowlami hydrotechnicznymi. Unormowania te są oparte o liczne, oryginalne prace uczonych radzieckich.

W 1939 r. były wydane normy dla obliczeń hydraulicznych przelewów, zawierające wzory i wielkości współczynników, a poza tym normy dla obliczeń syfonów i szybowych przelewów. Prace naukowo-badawcze uczonych radzieckich, przeprowadzone w ciągu 15 lat, dały podstawę do rewizji obliczeń przelewów, w szczególności obliczeń przelewów o szerokim progu.

Dla obliczeń hydraulicznych kanałów i rurociągów były wydane w 1939 r. normy współczynników szorstkości (n) dla sztucznych i naturalnych przewodów wodnych z rozmaitym charakterystyką stanu koryta (50 pozycji), opracowaną na podstawie prac laboratoryjnych i obserwacji w naturze.

Nowe normy przewidują, że kanały bez oblicowania, a także przewody oblicowane kamieniem i ceglanym murem i brukiem z kamienia polnego winny być obliczone według wzoru akademika Pawłowskiego, przewody zaś z betonowym oblicowaniem, drewniane i stalowe rurociągi — metodą obliczeń dla powierzchni o ziarnistej szorstkości. Dla wszystkich wypadków podane są wzory obliczeniowe i odpowiednie współczynniki.

Normy dla obliczeń filtracji pod budowlami wodnymi zawierają zalecane metody i wzory dla różnych wypadków.

Do rozdziału tego zaliczyć należy również wydane normy dopuszczalnych prędkości wody dla gruntów i różnych umocnień i materiałów.

Wykonawstwo robót hydrotechnicznych

Instrukcje techniczne dotyczące wykonawstwa budowlami hydrotechnicznymi mają na celu wpojenie przodujących metod i sposobów. Normowanie techniczne w tej dziedzinie ma następujące formy:

— wydawanie ogólnych resortowych warunków technicznych dla wykonywania poszczególnych rodzajów robót hydrotechnicznych i ich kontroli (budowa gródz, grobli, jazów, fundamentów, wzmacnianie gruntów — cementacja, bitumizacja, glinizacja, roboty ziemne, skalne, pompowanie itd.);

— wydawanie przepisów i instrukcji na poszczególnych budowach, uwzględniających lokalne warunki;

— informacje techniczne o nowych metodach w dziedzinie wykonawstwa i nowym sprzęcie budowlanym.

Prócz resortowych warunków technicznych dla robót hydrotechnicznych, wykorzystywane są również ogólnozwiązkowe i resortowe warunki techniczne, instrukcje i przepisy dla wykonawstwa ogólnobudowlanych (nie wodnych) robót.

Warunki techniczne dla wykonawstwa betonowych robót hydrotechnicznych podaje norma GOST 4063—48, która zawiera wytyczne i zalecenia o przechowywaniu i transportowaniu kruszywa, przygotowaniu i transportowaniu mieszanki betonowej, przygotowa-

waniu podłoża przed ułożeniem betonu, o układaniu, doglądaniu i pielęgnacji betonu.

Warunki techniczne dotyczące organizacji i metod kontroli wykonywania robót betonowych budowli wodnych zawierają prócz tego zasadnicze tezy organizacji kontroli na budowach oraz kontrolę jakości materiałów. Dodatkowo przytoczono metody kontroli zawartości wody, należytego ubicia mieszanki betonowej i wskazówki odnośnie potrzebnej dokumentacji.

W GOST od 4795—49 do 4801—49 o betonie hydrotechnicznym podana jest klasyfikacja i wymagania techniczne dla betonu hydrotechnicznego (GOST 4795—49), cechy i normy agresywności wody (GOST 4796—49), wymagania techniczne dla materiałów do przygotowania betonu — materiały wiążące, drobniomielone dodatki, piasek, żwir, tłuczeń, woda dla przygotowania i polewania betonu (GOST 4797—49), metody laboratoryjnych prób materiałów — wody, materiałów wiążących drobniomielonych dodatków, kruszywa, ze szczegółowym objaśnieniem sposobów i przyborów (GOST 4798—49), metody laboratoryjnych badań mieszanki betonowej — przepisy dla wykonywania próbek, badania ukladalności betonu, ciężaru właściwego, zawartości wody, objętości wchłoniętego powietrza (GOST 4799—49), metody laboratoryjnych badań betonu na ścisnienie, na rozciąganie przy zginaniu, na wodoszczelność i odporność, na zamarzanie, metody badań zjawisk termicznych przy twardnieniu (GOST 4800—49), przepisy projektowania składu betonu, doboru cementu, drobno mielonych dodatków i kruszywa, metody określenia parametrów betonu hydrotechnicznego (GOST 4801—49).

Dla wykonawstwa robót wydano normy projektowania cementacyjnych przeciwfiltracyjnych zasłon w fundamentach oraz normy projektowania robót izolacyjnych dla budowli wodnych i inne.

Prace badawcze.

Specyficzne właściwości prac badawczych w dziedzinie budowy zbiorników (badania naturalnych materiałów budowlanych, badania inżynieryjno-geologiczne i hydrogeologiczne, wyznaczanie granicy zalewów, obserwacje reżimu rzek w czasie zimy itd.) ujęte są w resortowych instrukcjach i podręcznikach.

Ze względu na szczególnie duże znaczenie badań inżynieryjno-geologicznych dla budownictwa wodnego, prócz całego szeregu instrukcji dla poszczególnych rodzajów robót, wydane zostało kapitalne metodyczne dzieło, które porusza następujące sprawy: regionalne właściwości inżynieryjno-geologicznych badań na terytorium ZSRR, metodykę tych badań dla projektowania, budowy i eksploatacji siłowni wodnych, zapór, kanałów, tuneli, zbiorników, metodykę inżynieryjno-geologicznych prac — poszukiwania i badania naturalnych materiałów budowlanych, prace geofizyczne, roboty wiertnicze, prace doświadczalno-cementacyjne, studiowanie składu i fizyko-mechanicznych cech skalnych podkładów, badania składu chemicznego i agresywności wód podziemnych.

Zakończenie

Normowanie techniczne w ZSRR przeniknęło do wszystkich dziedzin projektowania i wykonawstwa robót, organizując i kierując pracą projektantów i budowniczych oraz popularyzując nowe, postępowe rozwiązania i sposoby.

W przeciwnieństwie do ciasno egoistycznego podejścia konkurujących firm, tak charakterystycznego dla ustrojów kapitalistycznych, zgodna współpraca projektantów i instytucji naukowo-badawczych zapewnia dalszy szybki rozwój techniki radzieckiej i uzupełnienie normatywów technicznych.

Radzieckie organizacje projektowe, budowlane i naukowo-badawcze prowadzą te prace pociągając do współpracy cały świat techniczny.

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Inż. LEONARD SKIBNIEWSKI

Różdżkarstwo na usługach budownictwa wodnego

Różdżkarstwo jest dziedziną u nas zaniedbaną, tym niemniej dość ważną i odpowiednio jej kultywowanie i rozpowszechnianie może oddać ogółowi społeczeństwa cenne korzyści.

Zagadnieniem tym powinni zainteresować się między innymi technicy i inżynierowie budownictwa wodnego, którzy przy swych pracach mogą bezpośrednio w licznych przypadkach wykorzystać działanie różdżki.

O g ó l n e w i a d o m o ś c i o r ó ż d ż k a r s t w i e

Różdżkarstwem nazywamy wykrywanie wody podziemnej lub złóż kopalnianych za pomocą różdżki, tj. rozwidłonej gałęzi leszczyny, wierzby, lipy lub też laski ze świeżo ściętej gałęzi tych drzew. Poza drzewem, w charakterze różdżki, używa się zgiętego drutu miedzianego, srebrnego lub żelaznego ocynkowanego i wolno zawieszonych na nici kulek z kości słoniowej lub mas plastycznych.

Możliwość wykrywania wód podziemnych przez odpowiednio uzdolnionych osobników za pomocą różdżki jest obecnie sprawą ogólnie stwierdzoną, natomiast istnieją pewne zastrzeżenia dotyczące się wyników poszukiwań tym instrumentem złóż geologicznych, dlatego też w dalszych rozważaniach ograniczę się do problemu zastosowania różdżki w dziedzinie hydrotechniki.

Różdżka jest instrumentem znanym od wieków. Historia stwierdza, że cesarz Kwang Hsu umiał się nią posługiwać przed 4000 lat. W Biblii czytamy o wykryciu na pustyni laską, tzn. różdżką źródła wody przez Mojżesza.

W Europie pierwszy naukowy artykuł o znalezieniu wody za pomocą różdżki opublikował w 1902 r. prof. Otto w czasopiśmie „Prometheus”¹⁾. Następnie znakomity geolog prof. Albert Heim z Zurychu przyznał z całą szczerością, że tam, gdzie jego wiadomości nie wystarczały aby znaleźć wodę, różdżka wykazała jej istnienie na głębokości 4 m w miejscu, w którym nie na powierzchni nie zdradzało jej istnienia. Od tego czasu w literaturze światowej spotykamy opisy licznych wypadków wykrycia obfitych źródeł za pomocą różdżki, gdy inne sposoby zawiodły. W 1911 r. celem badania zjawisk różdżkarskich założono w Niemczech pierwszy związek różdżkarzy (Verein zur Klärung der Wünschelrutenfrage). W krótkim przeciągu czasu powstały podobne związki we Francji i Austrii a następnie w 1914 r. utworzono międzynarodowy związek różdżarzy.

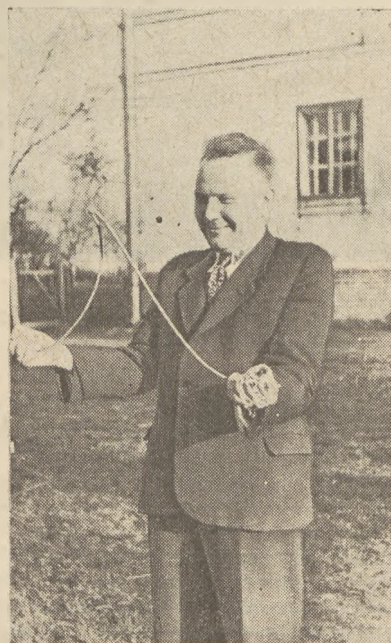
Sprawa badań różdżkarskich jest nadal żywotną; w Niemczech po wojnie już reaktywowano miesięcznik poświęcony wyłącznie tym zagadnieniom (Zeitschrift für Geosophie und Odphysik, München — przed wojną: Zeitschrift für Wünschelrutenforschung).

W Polsce ośrodkiem badań różdżkarskich są okolice Krakowa, gdzie miejsce dla każdej nowej studni wyznacza różdżkarz. Poza tym w pszczyńskim dzięki wieloletniej propagandzie ks. prob. K. Hübnera z Małej Wisły tworzy się drugie centrum różdżkarstwa. Ks. Hübner prowadzi samodzielne badania różdżkarskie i osiągnął w tej dziedzinie dość ciekawe i pouczające wyniki.

¹⁾ Znalazł on tym sposobem wodę dla wodociągu na st. kol. Socrup koło Kilonii.

Przystępując do badań różdżkarskich należy przyjąć pod uwagę, że różdżka nie reaguje na wodę stojącą lecz tylko na będącą w ruchu. Na przykład trzymając szklanek wody przed różdżkarzem nie zauważymy żadnych jego ruchów, natomiast gdy wodę zaczniemy wylewać, różdżka nagina się w dół. Różdżkarz zatem nie wykrywa wody stojącej lecz tylko płynącą. Dlatego też celem wykrycia w sobie zdolności różdżkarskich, które posiada około 90% ludzi, należy z różdżką stanąć nad płynącą rzeczką, najlepiej na moście, który jednak nie powinien być żelazny, gdyż metal absorbuje wydzielaną przez wodę promienie.

Różdżkę należy trzymać oburącz rękami odwróconymi ku górze, jak to uwidoczniło na rys. 1²⁾. Nie



Rys. 1. Różdżkarz wyrusza na poszukiwanie wody.

należy mniemać, że ruchy różdżki zależą od woli człowieka. Różdżka porusza się mimo jego woli. Na rys. 2 obserwujemy, że różdżka nad żyłą wodną wygięła się prawie o 90° od kierunku poziomego, lecz ręce różdżkarza pozostały nieruchome. Obserwowano liczne przypadki, że gdy różdżkarz, stojąc nad żyłą wodną, silnie ujął różdżkę, ta ostatnia usiłując się zgąć — złamała się.

Różdżkarz może również stwierdzić kierunek ruchu wody podziemnej. Stojąc lub posuwając się w kierunku biegu wody, obserwujemy naginanie się różdżki ku ziemi, natomiast stojąc w kierunku przeciwnym, zauważymy odchylenie się różdżki w górę.

Należy jeszcze powiedzieć kilka słów o przyczynach reakcji różdżki. Nie ulega wątpliwości, że wo-

²⁾Fotografie 1 i 2 udzieliła nam Redakcja „Gazety Obserwatora” PIHM, gdzie były one reprodukowane we wrześniu 1950 r. w artykule ks. K. Hübnera „Jeszcze w sprawie różdżkarstwa”.



Rys. 2. Nad żyłą wodną różdżka staje prostopadle do powierzchni ziemi.

da płynąca na powierzchni i w gruncie wydziela pewne promienie mające charakter elektromagnetyczny, o długości fali pomiędzy 1 i 60 cm.

Doświadczenia stwierdził to Dobler, umieszczając płytki z blachy aluminiowej w otworach dowierconych do żył wodnych. Tego rodzaju płytki silnie zaczerniły klisze fotograficzne. Podobnego zjawiska nie obserwujemy gdy płytki eksponujemy w miejscach neutralnych (Dobler, *Physikalischer und photographischer Nachweis der Erdstrahlen. Loesung des Problems de Wüncchelrutenfrage* Feuchtwangen 1934). Promienie wydzielane przez płynącą wodę zwane przez badaczy promieniami „W” (Wüncchelrute — różdżka) wywierają na organizm żywy pewien wpływ stwierdzony jeszcze przez Galvani’ego. Jest rzeczą charakterystyczną, że celem wykazania tego wpływu Galvani użył metalowych widełek, które skontaktował z unerwieniem żaby, czyli zastosował prototyp obecnie używanej różdżki.

Różdżka zatem koncentruje wpływ promieni „W” działających na system nerwowy różdżkarza, co uwiadacza się w jej ruchach.

Przybliżając prawą rękę, dłonią do góry, do różdżki trzymanej przez różdżkarza zauważymy, że różdżka zgina się ku dołowi. Ten sam ruch wykonuje ona w pobliżu dodatniego bieguna baterii elektrycznej. Natomiast w pobliżu lewej dłoni i ujemnego bieguna baterii różdżka podnosi się ku górze. Zdolności różdżkarskie powoli się zatracają, gdy człowiek przez dłuższy czas przebywa nad silnie promieniującymi żyłami wodnymi. W tych warunkach również systematycznie traci on zdrowie.

Promienie „W” działają nie tylko na organizmy zwierzęce lecz również i na rośliny. Drzewa owocowe,

znajdujące się pod wpływem tych promieni, rozwijają się bujniej niż w warunkach naturalnych, lecz mogą ulegać schorzeniom, na przykład rakowi drzewnemu (rys. 3)³⁾. Poza działaniem biologicznym wspomniane promienie wywierają i pewien wpływ fizyczny, np. jeden z moich korespondentów zauważył, że droga bita przecinająca tereny położone nad żyłami wodnymi wysycha przede wszystkim na tych terenach, a dopiero później na miejscach wolnych od wód gruntowych, tak że obserwując taką drogę po deszczu możemy na niej zauważyć pasma jasne naprzemian z ciemnymi. Odpowiednie badania są już przez autora zapoczątkowane.



Rys. 3. Narośl rakowa na gałązce jabłoni rosnącej na żyłę wodnej.

Zastosowanie różdżki przy poszukiwaniu wód podziemnych

Klasycznym zastosowaniem różdżki jest wykrywanie horyzontów wód gruntowych, co różdżkarze nazywają „żyłami wodnymi”.

Różdżkarz wykrywa żyły wodne bez większych trudności, natomiast wskazania dotyczące się głębokości i ilości wód podziemnych uzyskane przez niego w większości wypadków bywają tylko orientacyjne. Niektórzy różdżkarze są tak uzdolnieni, że wykrywają bardzo słabe żyły wodne oraz mogą określać ich natężenie. Z tego rodzaju różdżkarzem spotkałem się w rb. Skonstatował on wodę gruntową w miejscu, gdzie przed nim kilku różdżarzy nadaremnie jej szukało. Zasadniczo różdżka wykrywa tylko pierwszy horyzont wód gruntowych. Różdżkę zatem jest wskazane stosować przy określaniu miejsca budowy studzien o mniejszym znaczeniu, jak na przykład: dla osiedli wiejskich, placów budowy, mniejszych stacji kolejowych, stróżówek przy drogach publicznych itd.

Poza tym wskażę jeszcze na jedno zastosowanie różdżki, które dotychczas było brane pod uwagę tylko wyjątkowo; wg wiadomości zebranych przez autora — we Francji.

Mianowicie różdżką należy się posługiwać w planowaniu przestrzennym przy oznaczaniu miejsca dla nowych osiedli. Różdżka wykrywając żyły wodne tym samym wskazuje tereny znajdujące się w zasięgu tych żył. Tereny te są nieodpowiednie dla budowy pomieszczeń mieszkalnych i budynków dla żywego inwentarza.

Dość obszerna literatura światowa stwierdza, że zamieszkując w domach zbudowanych nad warstwą wodonośną, człowiek stopniowo podupada na zdrowiu. Pierwszym wskaźnikiem jest tu bezsenność, następnie

³⁾ Pohl. G. *Erdstrahlen als Krankheitsreger*. München, 1932.

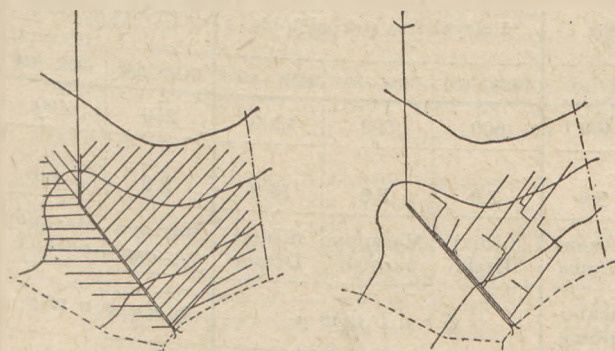
osłabienie działania serca, zaburzenia w ciśnieniu krwi, osłabienie pamięci itd.³ Twierdzenie to (poza autorem) zostało sprawdzone przez kilku amatorów różdżkarzy. Szczególnie niebezpieczna dla zdrowia chorych jest budowa szpitala nad żyłą wodną. Ostatnio mój korespondent zauważył, że w jednej z sal szpitala miejskiego na prowincji, chorzy nocą nie mogli zasypiać, co ujemnie wpływało na ich samopoczucie. Przeprowadzone badania różdżką stwierdziły, że zakwestionowana sala, znajduje się nad żyłą wodną. Jest rzeczą ciekawą, że w tych wypadkach łóżko można izolować od promieni „W” ustawiając w pobliżu płytki metalowe lub druty, które te promienie całkowicie absorbują.

Należy więc mniemać, że wyciąganie odpowiednich wniosków badań różdżkarskich przy ustalaniu miejsca budowy domów i osiedli przyczyni się do zachowania zdrowia obywateli. Sprawa jest zbyt ważną, aby było można przejść nad nią do porządku dziennego.

Różdżka w zastosowaniu do prac melioracyjnych⁴)

Różdżką można się również posługiwać do ujmowania żył wodnych przy drenowaniu. Sposób ten po raz pierwszy zastosowano w 1913 r. w majątku Menkin pod Poczdamem. Łąki wspomnianego majątku mimo systematycznego ich drenowania faszynami nadal pozostawały zabagnione. Sprowadzony różdżkarz wykrył na łące obfitą żyłę wodną, po ujęciu jej rurociągiem drenowym, zabagnienie ustąpiło.

Metodę zastosowania różdżki do prac melioracyjnych dość dokładnie opracował dr H. Claus, kierownik centralnego urzędu melioracyjnego w Saksonii. Przypadkowo zapoznał się on z różdżką z okazji projektowania różnych urządzeń wodociągowych. Zainteresowany się tą sprawą odkrył w sobie zdolności różdżkarskie i w ciągu 2 lat wprawił się w bezbłędne znajdowanie żył wodnych. Nową swą umiejętność Claus zastosował do opracowania metod zmniejszających koszty drenowania. Claus postanowił przy drenowaniu doświadczalnym nie odbiegać zasadniczo od systematycznego drenowania zwykłego i wprowadzać jedynie takie oszczędności, które w razie uchybienia jego założeń mogłoby być bez trudu uzupełnione do ram systematycznego drenowania (rys. 4). Próby te wyko-



Rys. 4. Drenowanie normalne i przy pomocy różdżki.

nane w terenie górzystym i pagórkowatym powiodły się całkowicie i dały przeciętnie 50% oszczędności w sączkach, w porównaniu z normalnym systematycznym drenowaniem. Po tych udanych próbach Claus przy-

stąpił do doświadczeń na równinach. Rezultaty i w tym wypadku okazały się dodatnie; według jego publikacji na jednym z terenów zabagnionych otrzymano 90% oszczędności w sączkach. Punktem wyjścia dla postępowania Clausa jest fakt, że woda spływa w podglebiu miejscami najbardziej przepuszczalnymi, z których powstają stopniowo regularne żyły wodne. Po otworzeniu tych żył w jednym lub kilku miejscach, tak by woda mogła należycie spłynąć, zabagnienie ustaje i teren obsycha.

Położenie żył i żyłek wodnych ustala się za pomocą różdżki, która stwierdza również kierunek spływającej wody podziemnej, odmienny często od naturalnego spadku powierzchni terenu. Rzeczywistych kierunków spływu wody zaskórnej dotychczasowe projekty drenarskie nie uwzględniały. Opierano się jedynie na założeniu, że nieprzepuszczalne warstwy podglebia układają się mniej lub więcej równolegle do konfiguracji terenu. Projekt drenowania przeprowadzonego przy pomocy różdżki wymaga normalnego zdjęcia sytuacyjno-niwelacyjnego, zbadania gleby i podglebia oraz wykreślenia stwierdzonych kierunków żył wody zaskórnej. Praktycznie wykonuje się to w ten sposób, że różdżkarzowi towarzyszy technik, który mierzy i wykreśla na plan wyniki pracy różdżkarza.⁵)

Projekt winien mieć na celu najbardziej ekonomiczne rozmieszczenie zbieraczy i sączków, przy czym według Clausa wystarcza podwójna, w porównaniu z dotychczas praktykowaną, rozstawa sączków. Sączki jednakże nie będą odtąd usytuowane równolegle do siebie, lecz kierunek ich będzie zależny od stwierdzonych kierunków żył wodnych (rys. 4).

Co się dotyczy zdolności poszukiwania wody różdżką, to jego doświadczenia wykazały, że szczególnie melioratorzy przyswajają sobie szybko tę umiejętność. Claus przekonał się o tym w czasie specjalnych dwudniowych kursów, pod koniec których prawie wszyscy uczestnicy reagowali na działanie różdżki. Zachodziły jedynie poważniejsze różnice co do grubości i rodzaju metalu oraz formy różdżki. Claus rozporządzał dla tych kursów zbiorem składającym się z około 100 typów różdżek i próbował ich skuteczności na poszczególnych kandydatach. Kandydat próbował tak długo różne różdżki, dopóki nie trafił na odpowiedni dla siebie typ.

Meliorator — różdżkarz poszukując żyły wodnej zaskórnej, winien się nastawić tylko na wykrywanie najpłytszych horyzonów wodnych, mających dla melioracji zasadnicze znaczenie. Dążenie do uniwersalności może tylko wypaczyć ewentualnie zdobyte umiejętności.

Należy podkreślić, że kompletne opanowanie różdżki wymaga dwuletnich ćwiczeń.

Metoda Clausa w niemieckich strefach melioracyjnych była przyjęta dość sceptycznie. Przede wszystkim zwrócono uwagę, że oszczędność w sączkach nie jest równoznaczna z oszczędnością w kosztach drenowania, gdyż robocizna przy drenowaniu metodą Clausa jest dość droga, poza tym w tej metodzie sączki wymagają przekrojów co najmniej 5 cm a nawet 6,5 cm. W najkorzystniejszych wypadkach ostateczna oszczędność wynosi 25 — 40%.

Reasumując uwagi dotyczące zastosowania różdżki do opracowania projektów drenarskich, musimy stwierdzić, że stanowi ono nowy czynnik, którego wykorzystanie w naszych warunkach może w pewnym stopniu usprawnić dotychczas przyjęte metody drenowania.

⁵) Obecnie są już wynalezione aparaty rejestrujące żyły wodne, wobec czego technik posiadający tego rodzaju aparat jest niezależny od różdżkarza.

⁴) Z braku literatury oryginalnej rozdział ten opracowano na podstawie artykułu Z. Manna pt. „Różdżka do poszukiwania wody a melioracje rolne”. Inżynieria Rolna nr 6 1930 r.

INŻ. LESZEK NEKANDA-TREPKA

Najnowsze typy holowników bocznokołowych w ZSRR

Problem ustalenia najodpowiedniejszych typów taboru rzeczno- przy jednoczesnym ograniczeniu ich ilości, czyli problem typizacji statków rzecznych, nurtował technikę radziecką już od 1930 r., w którym po raz pierwszy został postawiony w związku z planem odbudowy transportu wodnego¹⁾. Zagadnienie typizacji okazało się bardzo trudne i złożone, w związku z czym praca nad jego rozwiązaniem, przechodząc przez różne fazy, nie doprowadzała przez dłuższy czas do wyników mających konkretne znaczenie przy produkcji taboru. Dopiero przejęcie sprawy przez Wszechzwiązkowy Komitet Normalizacyjny ZSRR w 1942 r. doprowadziło do wydania w 1946 r. norm dla holowników rzecznych i jeziorowych, stalowych barek rzecznych i jeziorowych, stalowych barek rzecznych bez napędu do ładunków suchych i takichże barek do ładunków płynnych. Normy te są normami typów, tj. każda obejmuje grupę typowych statków danego rodzaju i określa dla każdego typu podstawowe cechy. Prócz norm wymienionych ukazała się z kolei w 1947 r. norma dla statków rzecznych pasażersko-towarowych i pasażerskich, a w 1949 r. norma dla drewnianych barek rzecznych bez napędu do ładunków suchych.

Ze względu na to, że normy wszechzwiązkowe (GOST) posiadają w ZSRR moc obowiązującą przy produkcji, nowe statki rzeczne tych rodzajów, dla jakich normy typów zostały wydane, muszą odpowiadać wymaganiom odnośnej normy.

Norma określająca typy holowników i jej charakterystyka

Holowniki rzeczne i jeziorowe objęte normą typów GOST 3445-46. Norma dotyczy holowników parowych lub z silnikami Diesla o mocy począwszy od 200 KM wzwyż. Holowniki mniejszej mocy oraz holowniki o napędzie gazogeneratorowym mogą być wy-

¹⁾ Patrz artykuł tegoż autora pt. „Typizacja statków rzecznych” w Nr 1 „Gospodarki Wodnej” z r. 1951, str. 17—20.

konywane według projektów indywidualnych lub norm resortowych. W tablicy 1-szej podane są zasadnicze cechy typowych holowników rzecznych i jeziorowych, ustalone we wspomnianej normie.

Dla holowników parowych moc wyrażona jest w koniach mechanicznych indygowanych (KMi), dla motorowych w koniach mechanicznych efektywnych, odniesionych do mocy na wale (KMe). Moc podana w tabeli 1-szej jest łączną mocą głównych maszyn statku, rozwijaną trwale podczas holowania. Uciąg na haku przy szybkości względem wody 8 KM/godz. odnosi się do mocy poprzednio określonej i stanowi wielkość wyjściową do obliczeń. Ostateczną wielkość uciagu określa się przy projektowaniu holownika. Największe zanurzenie odpowiada wyporności statku z pełnym zapasem paliwa oraz innych materiałów potrzebnych do ruchu. Jako paliwo dla holowników parowych przewiduje się zasadniczo węgiel, norma pozwala jednak zastosować na życzenie armatora drewno lub paliwo płynne (mazut).

Typowe holowniki można podzielić na trzy grupy uwidocznione w tablicy 1:

- pierwszą grupę stanowią 3 typy holowników parowych na rzeki płytkie, jeden dwusrubowy 200 KMi oraz dwa bocznokołowe — 200 KMi i 400 KMi, przy czym holownik dwusrubowy jest dostosowany do wypływania na jeziora i redy;
- druga grupa obejmuje holowniki na głębokie magistrale zdolne wypływać na jeziora i redy, 600 KMe i 1200 KMe — motorowe i 800 KMi — parowy, wszystkie dwusrubowe;
- do trzeciej grupy należą holowniki parowe jeziorowo-rzeczne, mogące wypływać na redy, 200 KMi — jednośrubowy i 400 KMi — dwusrubowy.

Przy typizacji holowników przyjęto zasadę, że do napędu statku ma służyć takie paliwo, jakie jest do dyspozycji w danym rejonie żeglugi. Stąd widzimy przewagę holowników parowych, a tylko dwa typy z silnikami Diesla: BRW — 600 i BRW — 1200, które są przeznaczone na rzeki Wołgę i Amur, gdzie żegluga obsługuje zagłębia naftowe.

TABLICA 1

Holowniki rzeczne i jeziorowe. Zasadnicze cechy typów wg GOST 3445-46

Zasadnicze cechy typu		Wymiar	S y m b o l t y p u ²⁾							
			Holowniki na rzeki płytkie			Holowniki na rzeki głębokie			Holowniki jeziorowo-rzeczne	
			BR-200	BRW-200	BR-400	BRW-600	BRW-800	BRW-1200	BOR-200	BOR-400
1	Moc	KM	200	200	400	600	800	1200	200	400
2	Uciąg na haku przy szybkości 8 km/godz.	[t]	2,3	1,9	5,0	7,0	8,0	14,0	2,0	4,0
3	Rodzaj maszyn głównych	—	Maszyna parowa	Maszyny parowe	Maszyna parowa	Silniki Diesla	Maszyny parowe	Silniki Diesla	Maszyna parowa	Maszyny parowe
4	Rodzaj napędu	—	Boczno-kołowy	Śrubowy	Boczno-kołowy	Ś r u b o w y			Ś r u b o w y	
5	Ilość śrub napędowych	—	—	2	—	2	2	2	1	2
6	Rodzaj paliwa	—	W ę g i e l			—	W ę g i e l	—	W ę g i e l	
7	Zapas paliwa	t	40	18	70	36	150	80	17	40
8	Największe zanurzenie	m	0,8	1,1	1,1	1,8	2,0	2,2	1,7	1,8

²⁾ Symbole typów oznaczają w języku rosyjskim:

BRW — buksir rzeczno- wintowej — holownik rzeczny śrubowy,

BR — buksir rzeczno- kołowy — holownik rzeczny kołowy,

BOR — buksir ozierno- rzeczno- — holownik jeziorowo-rzeczny.

Liczba w symbolu typu wskazuje moc KMi.

Norma, jak było wspomniane, pozwala stosować paliwo płynne również na parowcach, lecz należy mieć na uwadze, że rozchód tego paliwa na jednostkę pracy jest w palenisku kotłowym 2 — 3 razy większy niż w silniku spalinowym.

Podstawowym czynnikiem każdej typizacji statków rzecznych jest stan dróg wodnych, rozpatrywany pod względem skrajni żeglugowych, w szczególności największych głębokości tranzytowych. W grę wchodzi nie tylko stan istniejący, ale również planowana jego poprawa.

Odpowiednio do warunków, jakie pod wymienionymi względami występują na drogach wodnych ZSRR, zostały ustalone w normie największe zanurzenia dla poszczególnych typów holowników.

Moc holownika winna zasadniczo odpowiadać pociągowi holownicemu, dla którego jest on przeznaczony, z uwzględnieniem szybkości holowania i wodnego profilu szlaku żeglugowego. Jest to zagadnienie skomplikowane i daje się teoretycznie rozwiązać tylko w przybliżeniu na podstawie pewnych schematycznych założeń. Przy typizacji holowników w ZSRR wchodziła w grę poza tym konieczność zastosowania maszyn napędowych i kotłów parowych już produkowanych przez przemysł radziecki lub przygotowanych do produkcji w okresie wprowadzania normy dla holowników.

Obok kwestii największego zanurzenia, rodzaju maszyn napędowych oraz ich mocy wyłania się dla typowych holowników zagadnienie rodzaju napędu: bocznośrołowy czy śrubowy, a w tym ostatnim wypadku — ilość śrub. Napędy tylnokołowe przy skrajniach żeglugowych dróg wodnych w ZSRR w grę nie wchodzi.

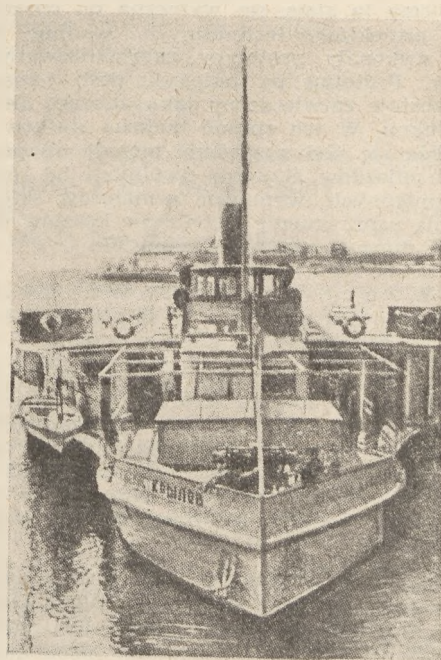
Dla holowników typu BR-200 i BR-400 przyjęto napęd bocznośrołowy, dający przy małym zanurzeniu statku znacznie większy uciąg jednostkowy, tj. ilość kg uciagu przypadająca na 1 KM mocy, niż napęd śrubowy.

Dla pozostałych holowników wybrano napęd śrubowy, który przy większych zanurzeniach konkuruje z bocznośrołowym pod względem uciagu, ma zaś tę decydującą zaletę, że wymiary, ciężar i koszt holownika śrubowego są mniejsze niż bocznośrołowego. Zauważyć jednak należy, że jeszcze w latach 1934—36 budowano w ZSRR pod wpływem tradycji żeglugi wołżańskiej bocznośrołowce, tak parowe jak i motorowe, o mocach dochodzących do 1200 KM, przeznaczone na głębokie magistrale.

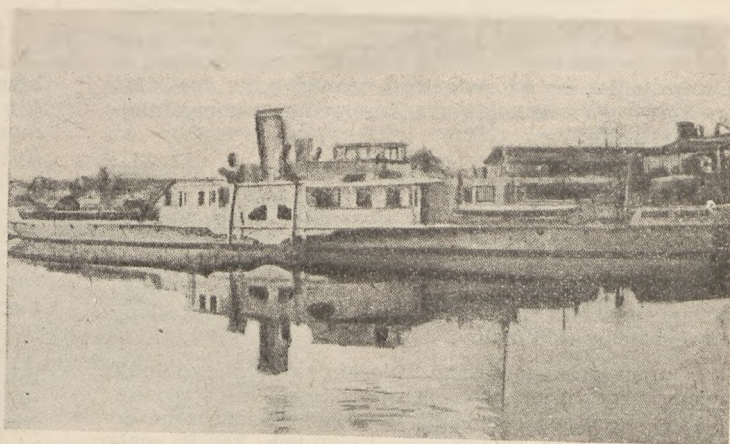
Należy podkreślić, że na sześć typów holowników z napędem śrubowym jest pięć dwuśrubowców. Napęd dwuśrubowy, mimo większych kosztów zakładowych, góruje nad jednośrubowym dzięki większemu uciągowi przy tej samej mocy maszyn, większej pewności ruchu i lepszej zwrotności.

Zapasy paliwa ustalony w normie dla poszczególnych typów opiera się na dobowym rozchodzie materiałów pędnych przy założeniu całodobowego ruchu statku, jaki jest praktykowany z reguły w żegludze ZSRR. Przyjmując, że dobowy zapas materiałów pędnych dla parowców wynosi 25 kg na 1 KM i mocy dla motorowców zaś 5 kg na 1 KMe, otrzymu-

jemy przybliżony czasokres zużycia zapasu paliwa przewidzianego w normie dla poszczególnych typów, podany w tablicy 2.



Rys. 1. Holownik bocznośrołowy „Akademik Kryłów” 400 km.



Rys. 2.

Węgiel stosowany jest w radzieckiej żegludze śródlądowej w różnych gatunkach stosownie do tego, w jaki gatunek obfituje dany rejon żeglugi: od antracytu dla Dniepru, Donu i Wołgi do niskokalorycznych węgli dla Amura. W zależności od wartości opałowej

TABLICA II
Przybliżony czasokres zużycia zapasu paliwa dla typowych holowników

Symbol typu holownika	BRW-200	BOR-200	BR-200	BOR-400	BR-400	BRW-800	BRW-600	BRW-1200
Moc KM	200	200	200	400	400	800	600	1200
Rodzaj napędu	p a r o w y						m o t o r o w y	
Zapasy paliwa t	18	17	40	40	70	150	36	80
Czasokres zużycia doby	3	3	6*)	4	7	7	12	13

*) Węgiel o wartości opałowej ok. 5000 kCa/kg.

węgla waha się jego ilość zużywana rzeczywiście w ciągu doby ruchu holownika.

Wydanie normy GOST 3445-46 stanowi zwrotny punkt w radzieckim budownictwie holowników rzecznych. Norma ta stała się wytyczną do opracowania szeregu projektów technicznych, według których stocznie wykonały prototypy znormalizowanych holowników. Prototyp po przejściu prób i usunięciu usterek zostaje zatwierdzony jako wzorzec dla seryjnej produkcji. W ten sposób budowa statków rzecznych zbliża się pod względem metody do produkcji maszyn i pojazdów. Stocznie uwolnione od różnorodnych i zmiennych wymagań armatorów skierowują wysiłek na usprawnienie i obniżenie kosztów seryjnej produkcji znormalizowanych jednostek.

Wzorcowe holowniki bocznokołowe i metody ich projektowania

Wkrótce po wprowadzeniu w życie GOST 3445-46 została ukończona budowa wzorcowego holownika typu BR-400, który otrzymał nazwę „Akademik Kryłow” na cześć słynnego teoretyka budowy okrętów. Projekt statku został opracowany przez inż. A. W. Bajbakowa, zaś budowę wykonała stocznia „Leninskaja Kuznica”. Próby odbiorcze odbyły się w maju 1947 r.

W 1950 r. został wypuszczony drugi wzorcowy bocznokołowiec typu BR-200 o nazwie „Młoda Gwardia”, którego projektantem był również inż. Bajbakow. Próby tego holownika odbyły się w czerwcu 1950 r.

Rys. 1 i 2 przedstawiają „Akademika Kryłowa”, na rys. 3 widzimy „Młodą Gwardię”.

Obydwa wymienione typy wraz z dwusrubowcem BRW-200 stanowią, jak widzieliśmy w tabl. 1, grupę najpłycej zanurzonych statków wśród typowych holowników. Zanurzenie holownika BR-200 przy pełnym zapasie materiałów pędnych nie może przekraczać 0,8 m, zaś BR-400 — 1,1 m, BRW-200 ma również zanurzenie 1,1 m, ale moc jego wynosi tylko 200 KM, co stawia go pod względem zanurzenia w korzystniejszej sytuacji.

Przy projektowaniu płytkiego holownika poważną trudność sprawia uzyskanie dobrej sprawności holowniczej, charakteryzującej się stosunkiem mocy uciągowej do mocy silnika³⁾, toteż podstawowym zadaniem przy projektowaniu „Akademika Kryłowa” i „Młodej Gwardii” było zapewnienie tym holownikom dobrego uciągu na haku, możliwie przekraczającego określony normą uciąg minimalny.

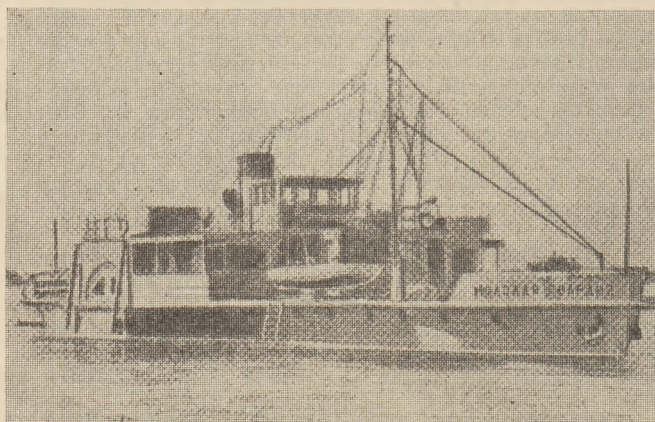
Oprócz dobrego uciągu należało zapewnić zdolność ruchu przy zmniejszonych głębokościach na szlaku. Holowniki typu „Akademik Kryłow” przeznaczone do obsługi wielkich systematów rzecznych ZSRR: wołżańskiego, dniewrowskiego, dońskiego, północnego i syberyjskiego mają stanowić podstawową siłę pociągową do przewozu suchych ładunków tak po magistralach tych systematów, jak również po dopływach, na których normowane minimalne głębokości tranzytowe wynoszą 9,0 m. Holowniki typu „Młoda Gwardia” mają holować tratwy i barki po jeszcze płytszych rzekach żeglownych ZSRR, gdzie najmniejsze głębokości tranzytowe wynoszą 0,7 m.

Norma ustanawia, że holowniki typu BR-200 i BR-400 przy maksymalnym zanurzeniu muszą mieć znaczny zapas paliwa, odpowiadający 6—7-dobowemu zużyciu, mianowicie BR-200 — 40 t węgla, BR-400 — 70 t. Holownik spełniający powyższe wymagania normy może w razie potrzeby swobodnie zmniejszyć swoje zanurzenie przez redukcję zapasu paliwa zabieranego w drogę, oczywiście kosztem czasu potrzebnego na częstsze bunkrowanie. Poprzestając na jednodobowym

zapasie, który należy uważać za minimalny, można osiągnąć taką redukcję zanurzenia, jakiej wymagają najniekorzystniejsze warunki żeglugi.

Zarówno „Młoda Gwardia”, jak i „Akademik Kryłow” spełniają powyższe warunki.

Wobec zmienności eksploatacyjnego zanurzenia holownika zachodzi pytanie, na jakie zanurzenie należy konstruować koła napędowe, inaczej mówiąc, przy jakim zanurzeniu wymagać od holownika najlepszych własności uciągowych. Ponieważ holowniki typu „Młoda Gwardia” i „Akademik Kryłow” mają zasadniczo i najczęściej pracować przy pełnym zanurzeniu, zatem ono jest miarodane dla konstrukcji łopatek, którym w ten sposób można dać możliwie największą szerokość, co przyczynia się do poprawy uciągu.



Rys. 3.
Holownik „Młoda Gwardia” 200 KM

Przedstawiona metoda pozwala zaprojektować holownik mający najlepszy uciąg przy zanurzeniu, jakie jest możliwe przy dostatecznych głębokościach, mogący jednak pracować również przy małych głębokościach, aczkolwiek przy obniżonych własnościach uciągowych. Takie rozwiązanie daje uniwersalność tak potrzebną przy zmiennych warunkach żeglugowych na rzekach swobodnie płynących.

Koła łopatkowe są dość wrażliwe na zmniejszenie zanurzenia, gdyż powoduje to nagły wzrost uślizgu i spadek sprawności holowniczej, a zatem uciągu. Na przykład dla holownika typu „Młoda Gwardia” strata uciągu przy zmianie zanurzenia z największego na minimalne wynosi 10%, jeśli brać pod uwagę nominalną moc maszyny parowej, jeśli zaś uwzględnimy jeszcze możliwość pewnego przeciążenia maszyny, to strata uciągu może dojść do 30%. Są to straty nieuniknione, jeżeli do zmniejszenia zanurzenia zmuszają warunki żeglugowe, jeżeli jednak to zmniejszenie jest spowodowane tylko zużyciem paliwa przy dłuższej jeździe — należy kompensować ubytek paliwa balastem, zachowując większe zanurzenie ze względów uciągowych. Holowniki „Młoda Gwardia” i „Akademik Kryłow” posiadają w powyższym celu zbiorniki balastowe w skrajnikach kadłuba, co pozwala również wyrównywać przegłębienia statku (przechyliły podłóżne).

Teoria i eksploatacja holowników bocznokołowych wskazuje, że ich własności uciągowe zależą nie tylko od zanurzenia statku ale i od długości łopatek kół napędowych. Toteż przy projektowaniu omawianych holowników wzorcowych poświęcono temu zagadnieniu specjalną uwagę. Długość łopatki w % szerokości kadłuba wynosi dla „Akademika Kryłowa” 58%, dla „Młodej Gwardii” 51%. Możliwie duża długość łopatki przy największej jej szerokości, na jaką pozwala zanurzenie statku, daje duży tzw. przekrój hydrauliczny kół łopatkowych, wyrażający się iloczynem podwójnej długości łopatki przez jej szerokość. Im większy przekrój hydrauliczny kół przy danej mocy

³⁾ Patrz artykuł tegoż autora pt. „Nowoczesne holowniki rzeczne” w Nr 2 „Gospodarki Wodnej” z roku 1951, str. 54—61.

silnika napędowego, tym skuteczniejsze jest wyzyskanie tej mocy przez koła.

Jednakże skrajnie żeglugowe drogi wodnej ograniczają szerokość całkowitą statku, a zatem i długość łopatek. Poza tym wzrost długości łopatek zwiększa ciężar samych kół i tamborów oraz odbywa się najczęściej kosztem zmniejszenia szerokości kadłuba statku, a zatem kosztem jego stateczności poprzecznej.

Dla holownika „Akademik Kryłow” szerokość wrót słuzowych na Dnieprze ogranicza szerokość całkowitą statku do 1,75 m.

Dla holownika „Młoda Gwardia” istnieje inny powód ograniczenia szerokości całkowitej, mianowicie wąskie i kręte koryta górniego biegu rzek, po których ten typ statku ma kursować.

Aby uzyskać niewielkie zanurzenie przy ograniczonej szerokości całkowitej, holownik bocznokołowy musi mieć wydłużony kadłub, jednak ze względu na podłużną wytrzymałość wiązań oraz zwrotność statku stosunek długości kadłuba do jego szerokości na wręgach jest ograniczony.

Z przedstawionych okoliczności wynika, że dla określonej szerokości gabarytowej statku i określonego zanurzenia istnieje pewna moc graniczna maszyn napędowych. Podniesienie tej mocy nie zwiększy efektu uciągowego, a tylko obniża sprawność holowniczą, ponieważ skonstruowane dla danych warunków koła łopatkowe nie mogą większej mocy napędowej ekonomicznie wyzyskać.

Wracając jeszcze do sprawy zanurzenia należy zauważyć, że zanurzenie z pełnym zapasem paliwa, podane w normie, jest górną granicą zanurzenia dla danego typu holownika, lecz nie musi być osiągnięte przy projektowaniu holownika wzorcowego. Przeciwnie — celem, do jakiego należy dążyć w konstrukcji holownika wzorcowego jest jak najkorzystniejsze spełnianie wymagań normy. A więc uciążenie powinien być przekroczony, jednocześnie zaś zanurzenie maksymalne — zmniejszone. To ostatnie odnosi się zwłaszcza do holowników płytkich.

Zanurzenie konstrukcyjne podane na rys. 4 odpowiada GOST 3445 — 46, tj. przy pełnym zapasie paliwa 70 t wynosi $T = 1,10$ m.

W rzeczywistości osiągnięto:

- zanurzenie średnie z 50 t paliwa (zapas pięciodobowy) = 0,90 m
- zanurzenie średnie z 10 t paliwa (zapas pięciodobowy) = 0,88 m

Stosownie do powyższych wartości wypada:

- zanurzenie z 70 t paliwa (pełny zapas) = ok. 1,05 m
- zanurzenie bez zapasu paliwa = ok. 0,85 m

Powyższe liczby wskazują, iż pod względem zanurzenia osiągnięto wyniki lepsze o 5,5% od wymagań normy oraz, że holownik ze zmniejszonym zapasem paliwa może poruszać się przy najmniejszych głębokościach tranzytowych (0,9 m).

„Akademik Kryłow” posiada kształty kadłuba zwykle stosowane w ZSRR dla holowników boczno-kołowych. Rufa zaopatrzona jest w charakterystyczną „kryolinę” dla ochrony steru. W skrajnikach kadłuba znajdują się zbiorniki balastowe, w środkowej jego części kotłownia, maszynownia i zasobniki paliwa, w części dziobowej i rufowej pomieszczenia mieszkalne dla załogi, złożone z 10 kabin jednoosobowych oraz 8 dwuosobowych, ponadto w części dziobowej znajduje się mesa i świetlica. Załoga holownika składa się z 24 osób prócz kapitana i mechanika, bowiem przy całodobowym ruchu statku praca odbywa się na trzy zmiany.

Nadbudówki statku, jak widać z rys. 4, składają się z 3 kompleksów. Dwie obszerne nadbudówki umieszczone są po burtach statku na pomostach stanowiących przedłużenie tamborów. W nadbudówkach tych znajdują się pomieszczenia dla kapitana i mechanika, każde złożone z 2 kabin, ponadto kuchnia, spiżarnia, umywalnia, prysznic z rozbiernią, pralnia, suszarnia, magazyn i trzy ubikacje. W nadbudówce środkowej, niewielkiej, umieszczonej w dziobowej części statku, znajduje się czytelnia i kabina radiowa nad nimi zaś sterownia. Dachy nadbudówek burtowych, połączone z dachem środkowej, stanowią pokład górny.

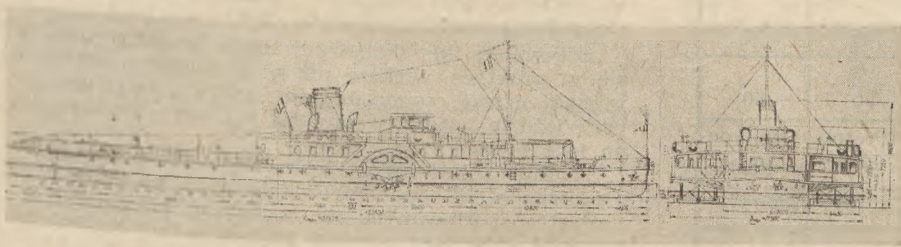
Nad częścią dziobową pokładu głównego można założyć tent przeciwsłoneczny.

Ponieważ pełny zapas paliwa (70 t) nie mieści się w bunkrach głównych, przewidziano zasobniki pokładowe w postaci skrzyń na dziobie i rufie statku, widocznych na rys. 4.

Holowniki typowe, przeznaczone do zaspokojenia pilnych potrzeb gospodarczych, produkowane są od razu w dużych seriach, wobec czego do napędu holowników typu „Młoda Gwardia” i „Akademik Kryłow” zastosowano, jak już to było wspomniane, takie typy urządzeń, jakie przemysł mógł dostarczyć bez badań i eksperymentów.

Główne dane urządzeń napędowych wzorcowych holowników podane są w tabl. 3.

Holowniki posiadają kotły wodnorurkowe, dzięki czemu ciężar urządzeń kotłowego zmniejsza się mniej więcej o połowę w porównaniu z ciężarem odpowiedniego kotła cylindrycznego. Oszczędność na wadze, jaką osiągnięto w „Akademiku Krylowie” przez zastosowanie kotła wodnorurkowego można szacować na 30 t, co stanowi ok. 10% wagi własnej całego statku (bez paliwa). Lekkość kotłów wodnorurkowych wpływa decydująco na stosowanie ich w statkach rzecznych ZSRR, szczególnie w jednostkach o małym zanurzeniu.



Rys. 4. Rysunek ogólny holownika „Akademik Kryłow” 400 km.

Rozwiązanie konstrukcyjne i wyniki prób wzorcowych holowników bocznokołowych

„Akademik Kryłow” — 400 KM.

Rys. 4 przedstawia widok ogólny tego holownika według projektu technicznego. Wymiary główne statku są następujące:

— długość całkowita	$L_c = 57,90$ m
— długość konstrukcyjna (między pionami)	$L = 52,80$ m
— szerokość całkowita (na tamborach)	$B_c = 17,50$ m
— szerokość konstrukcyjna (na wręgach)	$B = 7,60$ m
— wysokość boczna	$H = 2,40$ m
— wysokość największa od linii dna (z kominem)	$H = 9,80$ m

Maszyna parowa „Akademika Kryłowa” posiada stawidła zaworowe, które mają następujące zalety w porównaniu ze stawidłami suwakowymi: — mniejsze dławienie pary,

TABLICA III

Główne dane urządzeń napędowych holowników „Młoda Gwardia” i „Akademik Kryłow”

Wyszczególnienie danych		Wy- miar	„Młoda Gwardia”	„Akademik Kryłow”
Kocioł parowy	Typ i układ	—	Wodnorurkowy, trójkątny	
	Wydajność pary normalna	t/godz.	ok. 1,8	ok. 3,6
	Ciśnienie pary	ata.	16	15
	Temperatura pary	°C	300÷20	280÷300
	Powierzchnia ogrzewalna	m ²	85	154
	Powierzchnia przegrzewacza	m ²	16	34
	Powierzchnia rusztu	m ²	3,9	5,1
	Przestrzeń paleniskowa	m ³	3,1	8,0
	P a l i w o	—	w ę g i e l	
	Ciężar kotła z wodą	t	16,6	*)
	Ciężar wody w kotle	t	2,4	*)
	Zasilanie kotła	—	automatyczne	
Maszyna parowa	Typ i układ, stawidło	—	pochyło leżąca, cylindry sprzężone, zaworowa	
	Moc indykowana nominalna	KMi	200	400
	Próżnia w kondensatorze	%	ok. 85	
	Ilość obrotów nominalna	l/min	36	30
	Napełnienie cylindra wys. ciśnienia	%	56	50
	Średnice cylindrów	mm	375x400	520x1100
	Skok tłoka	mm	800	1200
Koła łożatkowe	Ciężar maszyny	t	ok. 9,1	ok. 22,0
	Średnica, odniesiona do środków sworzni	mm	2400	*)
	Długość łożatki	mm	3600	4400
	Szerokość łożatki	mm	500	600
	Ilość łożatek	—	8	*)
	Materiał łożatki	—	d r z e w o	
	Wysokość osi kół od linii dna	mm	*)	1740

*) Brak danych.

- możliwość stosowania mniejszych napełnień,
- mniejsze przestrzenie szkodliwe,
- mniejsze straty na tarcie i mniejszy rozchód smar.

Jednak stawidła zaworowe są organem bardziej delikatnym niż suwakowe, częściej ulegają uszkodzeniom i szybciej podlegają zużyciu, wskutek czego łatwo tracą większość swych zalet.

„Akademik Kryłow” posiada koła łożatkowe z łożatkami drewnianymi. Rozwiązanie takie jest szeroko stosowane na bocznołówcach radzieckich, ponieważ przy zełknięciu z przeskoką łożatki drewniane ulegają połamaniu, co chroni pozostałe elementy koła od deformacji.

„Akademik Kryłow” zaopatrzony jest w kotwice Hall’a, dwułożkowe, które są bardzo dogodne, ponieważ można je szybko wyrzucać i łatwo podnosić. Kotwice Hall’a nie potrzebują zrywki (boberlinek), jak czterołożkowe i wyciągane są za trzon, dzięki czemu trzon może być schowany w kłuzie, a ruchome łapy układają się na burcie, jak widać na rys. 4.

Odnosnie urządzeń specjalnych należy jeszcze nadmienić, że „Akademik Kryłow” posiada radiostację nadawczo-odbiorczą.

Konstrukcja zładu kadłuba „Akademika Kryłowa” odbiega od szablonu przyjętego dla statków rzecznych tej wielkości. Kadłub jest całkowicie spawany, środkowa, tzw. cylindryczna jego część posiada podłużny układ wiązań z nieznaczną ilością ram poprzecznych w postaci wręgów wzmocnionych, natomiast końcowe partie kadłuba, dziobowa i rufowa, posiadają zwykłe wiązania poprzeczne o międzywręgowej odległości 600 mm.

Opisany ustrój stalowego zładu kadłuba odpowiada zarówno jego proporcjom, jak i charakterowi obciążeń, jakie nań działają. Mianowicie obciążenia skupiają się w środku długości statku i są dość znaczne, ponieważ urządzenie napędowe bocznołowca jest ciężkie, cięższe aniżeli urządzenie śrubowca tej samej mocy, a to ze względu na ciężar wolnobieżnej, leżącej maszyny parowej oraz kół łożatkowych. Natomiast kadłub bocznołowca jest wydłużony, ponieważ szerokość konstrukcyjna (na wręgach) statku jest ograniczona, z uwagi na to, żeby nie zwiększać nadmiernie jego szerokości całkowitej. Ograniczona jest również wysokość boczna, aby nie zwiększać ciężaru kadłuba. W tych warunkach system wiązań podłużnych, zastosowany w środkowej części statku, nie tylko zapewnia mu potrzebną wytrzymałość wzdłużną w sposób racjonalny, ale daje nadto w porównaniu ze zwykłym ustrojem poprzecznym oszczędność na wadze stali profilowej.

Wiązania podłużne zapewniają również holownikowi wzorcowemu zdolność żeglugową na wielkich zbiornikach wodnych podczas fali.

Sztynność tak skonstruowanego kadłuba okazała się w praktyce większa niż przy zwykłym systemie wiązań, dzięki czemu drgania kadłuba występujące przy jeździe wstecz, cyrkulacji itp. nie przenoszą się na jego krańce.

Kadłub „Akademika Kryłowa” został zmontowany z szeregu sekcji, spawanych całkowicie na warsztacie i przetransportowanych na pochylnię, gdzie były łączone ze sobą przy pomocy spin. Kadłub podzielony był w tym celu na 32 sekcje p’askie, względnie przestrzenne, przy czym wykorzystano opisany poprzednio mieszany system zładu.

Dwie spośród wymienionych sekcji stanowiły skrajniki. Były one montowane do góry stopką, a następnie odwracalne przy pomocy żorawia 18-tonowego. Jeszcze przed przetransportowaniem sekcji na pochylnię w budowywano w nie szereg elementów urządzeń i mechanizmów. Kocioł parowy i główną maszynę napędową montowano w kadłubie przed spuszczeniem go na wodę. Ściany drewnianych nadbudówek oraz oszalowanie pomieszczeń wykonano również metodą prefabrykacji na warsztacie gotowych elementów montażowych.

Podczas prób odbiorczych „Akademika Kryłowa” badane były jego własności uciagowe, szybkościowe i manewrowe oraz przeprowadzono badania cieplne urządzenia napędowego statku.

Wyniki prób uciagowych (jazda z holunkiem) i szybkościowych (jazda luzem) podaje tabl. 4.

Uciąg holownika typu BR-400 winien wynosić według normy 5000 kg przy szybkości 8 km/godz. (2,22 m/sek) i przy pełnym zanurzeniu 1,1 m, przewidzianym w normie.

TABLICA IV

Wyniki próbnych jazd holownika „Akademik Kryłów“

Określenie wskaźnika	Wymiar wskaźnika	Wartość wskaźnika				
		Jazda z holunkiem			Jazda luzem	
		Wg projektu*)	Wg pomiaru		Wg projektu*)	Wg pomiaru
1	2	3	4	5	6	7
Ciśnienie w kotle	ata	15,0	14,0	15,0	15,0	14,8
Napełnienie cylindra wys. ciśnienia	%	50	50	50	34	50
Ilość obrotów maszyny parowej	1/min	29,2	31,5	31,7	40,2	41,6
Moc indykowana maszyny parowej	KMi	400	438	435	400	511
Szybkość jazdy holownika	m/sek	2,22	2,37	2,23	4,86	4,78
	km/godz	8,0	8,54	8,03	17,5	17,2
Uciąg na haku	kg	4950	4840	5045	—	—
Zanurzenie holownika	m	0,97	0,97	0,97	1,0	1,0
Sprawność holownika	%	36,7	35,0	34,6	—	—

*) Wartości projektowe przeliczone na zanurzenie, które były stwierdzone podczas próbnych jazd.

Stosownie do powyższych wartości sprawność holownika przy pomocy nominalnej maszyny parowej 400 KMi wypada

$$\eta_u = \frac{5000 \cdot 2,22}{75 \cdot 400} \cdot 100 = 37\%$$

Jak było poprzednio wspomniane, pełne zanurzenie „Akademika Kryłowa“ wynosi 1,05 m i przy tym zanurzeniu winny być osiągnięte obydwie wskaźniki, tj. uciąg 5000 kg i sprawność holownicza 37%. Ponieważ jednak jazdy próbne z holownikiem odbywały się przy zanurzeniu zmniejszonym do 0,97 m, przeliczono powyższe wskaźniki na to zanurzenie, otrzymując 4950 kg i 36,7%.

Badanie uciagu odbywało się przez holowanie 6 barek, które były łączone bądź „gęsiego pojedynczo“

(tabl. 4, kol. 4), bądź „gęsiego parami“ (tabl. 4, kol. 5). W drugim wypadku osiągnięto przy szybkości 8,03 km/godz., nieznacznie większej od szybkości podstawowej — uciąg 5045 kg, tj. 102% uciagu obliczeniowego przy sprawności holowniczej wynoszącej 94% obliczeniowej.

Próby szybkości przy jeździe luzem, które się odbywały przy zanurzeniu 1,0 m, stwierdziły osiągnięcie 98% szybkości obliczonej dla tego zanurzenia przy rozwinięciu pełnej mocy 400 KMi. Przy jeździe luzem ilość obrotów kół łopatkowych wzrasta, wystarczy zatem dla rozwinięcia pełnej mocy maszyn zmniejszono napełnienie cylindra wysokiego ciśnienia, wg projektu 34%. W rzeczywistości dla osiągnięcia przewidzianej w projekcie szybkości jazdy luzem maszyna pracowała przy napełnieniu 50%, rozwijając 511 KMi, tj. o 27% więcej od mocy nominalnej.

TABLICA V

Wyniki badania cieplnego kotła i maszyny parowej holownika „Akademik Kryłów“

Określenie wskaźnika	Wymiar wskaźnika	Wartość wskaźnika		
		Statek na uwięzi (wg pomiaru)	Holowanie	
			Wg projektu	Wg pomiaru
1	2	3	4	5
Ciśnienie w kotle	ata	14,9	15,0	15,0
Moc indykowana maszyny	KMi	254	400	435
Rozchód ogólny wody zasilającej (pary)	kg/godz.	2242	2805	3250
Jednostkowy rozchód brutto wody zasilającej (pary)	kg/KMi/godz.	8,85	7,03	7,45
Temperatura pary w kotle	°C	277	280—300	284
Temperatura wody zasilającej	°C	60	88	82
Rozchód ogólny paliwa rzeczywistego	kg/godz.	360	388	418
Jednostkowy rozchód brutto paliwa rzeczywistego	kg/KMi/godz.	1,42	0,97	0,96
Jednostkowy rozchód brutto paliwa umownego*)	kg/KMi/godz.	1,12	0,88	0,84

*) Jako paliwo umowne przyjęto węgiel o wartości opałowej 7000 kcal/kg.

Wzrost mocy przy jeździe luzem spowodowany był prawdopodobnie tym, że próby odbywały się w innych warunkach żeglugowych niż te jakie założono w projekcie.

Dla holownika pracującego najczęściej przy szybkościach rzędu 8–10 km/godz., okoliczność powyższa nie ma zasadniczego znaczenia.

Właściwości manewrowe statku badane były na średnicy cyrkulacji, trzymanie się kursu oraz wychodzenie z cyrkulacji przy jeździe wprzód i wstecz, z prądem i pod prąd. Badania wykazały dobrą sterowność statku przy jeździe wprzód, i zadowalającą przy jeździe wstecz.

Średnica cyrkulacji przy ruchu pełną mocą naprzód i wstecz wynosiła 1,5 do 2 długości statku, tak przy jeździe w dół, jak i w górę rzeki.

Badania ciepłe kotła i maszyny „Akademika Kryłowa” prowadzone były przy pracy statku na uwięzi (na palu) oraz z holunkiem, wyniki ich podaje tabl. 5

Rozchód pary podany w tabl. 5, jako rozchód wody zasilającej oraz rozchód paliwa — odpowiada łącznemu zużyciu pary przez maszynę główną i maszyny pomocnicze. Rozchód pary przy holowaniu przekroczył wartość przewidzianą w projekcie, jednak dzięki temu, iż kocioł wykazał lepszą sprawność niż była przewidywana, jednostkowy rozchód paliwa przy holowaniu wypadł mniejszy od przewidywanego o 5%.

Podczas pracy na uwięzi maszyna główna statku rozwinęła tylko 63,5% mocy nominalnej prawdopodobnie z powodu tego, iż pracowała przy zmniejszonym napełnieniu. Wskutek niedociążenia sprawność całego urządzenia cieplnego spadła, co się wyraziło wzrostem jednostkowym wskaźników zużycia pary i paliwa.

„Młoda Gwardia” — 200 KM.

Widok tego holownika przedstawia rys. 3. Wymiary główne statku są następujące :

- długość całkowita $L_c = 47,8$ m
- długość konstrukcyjna (między pionami) $L = 43,8$ m
- szerokość całkowita (na tamborach) $B_c = 15,3$ m
- szerokość konstrukcyjna (na wręgach) $B = 7,0$ m
- wysokość boczna $H = 2,25$ m
- zanurzenie bez zapasu paliwa $T_0 = 0,65$ m
- wyporność bez zapasu paliwa $V_0 = 165$ t
- zanurzenie z pełnym zapasem paliwa $T = 0,8$ m
- wyporność z pełnym zapasem paliwa $V = 205$ t

Największe zanurzenie statku odpowiada wielkości podanej w GOST 3445-46, a jednocześnie statek ze zmniejszonym zapasem paliwa może poruszać się przy głębokościach tranzytowych 0,7 m.

Rozwiązanie „Młodej Gwardii” zbliżone jest pod względem architektonicznym do „Akademika Kryłowa”. Również analogiczne są urządzenia napędowe, jak widać z tabl. 4. Większość mechanizmów pomocniczych jest zunifikowana na obydwu holownikach, jednak niektóre z tych maszyn są za duże i za ciężkie dla „Młodej Gwardii” oraz zużywają za dużo pary, np. maszyna sterowa, wobec czego dla dalszych serii holowników 200 KM skonstruowano mniejsze wielkości tych maszyn.

Kadłub holownika „Młoda Gwardia” wykonano również jako całkowicie spawany metodą prefabrykacji sekcji z szerokim zastosowaniem spawania samoczynnego.

Holownik wzorcowy dał doskonałe wyniki pod względem uciągu uwidocznione w tabl. 6.

TABLICA VI.

Wyniki prób holownika „Młoda Gwardia”

Wskaźniki przy holowaniu			
Określenie	Wymiar	Wg projektu	Wg pomiaru
Moc maszyny parowej	KMi	200	210
Ilość obrotów masz. parowej	1/min	—	33,5
Napełnienie cylindra wys. ciś.	%	—	56
Szybkość jazdy holownika	km/godz	8,0	8,0
Uciąg na haku	kg	2300	2600
Sprawność holownicza	%	34	36,6
Jednostkowe zużycie pary w maszynie głównej	kg/KMi/godz.	6,0	6,18
Jednostkowy rozchód paliwa umownego	kg/KMi/godz.	1,0	0,9

Uciąg rzeczywisty przekroczył wskaźnik podany w GOST 3445-46 o 13%, zaś sprawność holownicza zwiększyła się o 8%.

Uciąg jednostkowy przy podstawowej szybkości holowania osiągnął 12,4 kg/KMi.

Powyższe rezultaty są wynikiem dobrego rozwiązania kół łopatkowych.

Jak było wspomniane poprzednio, praca holowników „Młoda Gwardia” na górnych odcinkach rzek wymaga ograniczenia szerokości gabarytowej, w związku z czym podczas prób odbiorczych wysunięto dezyderat, aby część statków tego typu wykonywać o szerokości całkowitej zmniejszonej do 13,3 m. poprzestając na uciagu 2,3 t wymagany normą, który będzie jeszcze zapewniony mimo zmniejszenia długości łopatek.

Badania ciepłe holownika „Młoda Gwardia” dały również dobre wyniki, uwidocznione w tabl. 6.

Rezultaty prób zwrotności i manewrowania tym statkiem, tak przy jeździe naprzód, jak i wstecz, wypadły korzystnie.

Obydwa holowniki wzorcowe zostały przyjęte przez komisję Ministerstwa Żeglugi Śródlądowej ZSRR i zatwierdzone jako prototypy do produkcji seryjnej z zastrzeżeniem wprowadzenia pewnych poprawek i udoskonań, zaś główny konstruktor, inż. Bajbakow i grupa pracowników stoczni „Leninskaja Kuznica” otrzymali nagrodę stalinowską.

Literatura:

1. A. A. Kocht'ew — Standartnyje rzecznyje buksiry i barzi, Standartgiz, 1948.
2. W. W. Zwonkow — Kompleksnaja tipizacija tiechničeskich sriedstw wnutriennego wodnogo transporta, 1948.
3. Czasopismo — „Riecznoj Transport” (miesięcznik).

Inż. JAN ŻMIHORSKI

Badania modelowo-laboratoryjne w budownictwie turbin wodnych

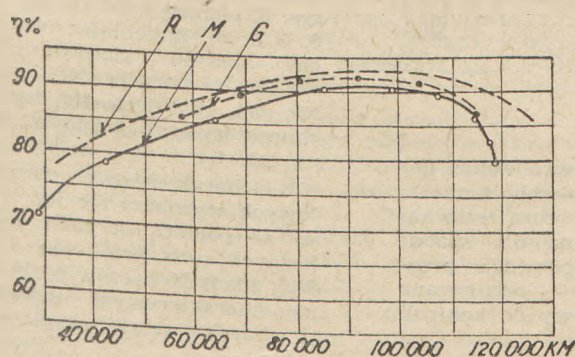
Rozwój budownictwa siłowni wodnych oraz konstrukcji turbin wodnych i ich wyposażenia pomocniczego wkroczył w fazę, w której dalszy postęp możliwy jest do osiągnięcia prawie wyłącznie na drodze badań modelowo-laboratoryjnych. Badania te w obecnym okresie obejmują olbrzymi zakres zagadnień, począwszy od najważniejszego usytuowania siłowni w korycie rzeki, poprzez próby modelowe całych zespołów urządzeń aż do doświadczeń z pojedynczymi elementami składowymi, jak np. zasuwami, zaworami itp.

Specyficzną cechą w konstrukcji nowoczesnych turbin wodnych, jak i w ogóle turbomaszyn, jest tendencja do osiągnięcia jak największej szybkobieżności, gdyż pozwalała to zmniejszyć wymiary tych maszyn i ich ciężary na jednostkę mocy. Ciężary te w porównaniu z pierwszymi turbinami zmniejszyły się wielokrotnie, bo ze 150 kg/KM do 11 kg/KM dla turbin niskonaporowych, a do 3 kg/KM dla wysokonaporowych (bez uwzględnienia rurociągów).

Wzrost szybkobieżności i tak poważne obniżenie się tego charakterystycznego dla silników wskaźnika byłoby niemożliwe do uzyskania bez doświadczeń laboratoryjnych, a tylko na drodze obliczeń i rozważań teoretycznych. Praktyka wykazuje, że im bardziej turbiny są szybkobieżne, tym większy wpływ ma na ich sprawność i moc — kształt profilu łopatek i ich wykończenie.

Aby zaprojektować prawidłowe ułopotkowanie szybkobieżnej turbiny i opanować wszystkie szkodliwe i niepożądane zjawiska w czasie jej pracy, trzeba oprzeć się na badaniach modelowych, które pozwalają rozwiązać wszystkie zagadnienia, nie dające się opisać rachunkiem, czy też tak zwanym konstruktor-skim wyczuciem.

Charakteryzując pokrótce kierunki prac badawczych, można powiedzieć, iż zasadniczo nie zmierzają one do zwiększenia osiągniętego już maksimum sprawności, gdyż możliwości dalszego postępu są tutaj już znikome; turbiny wodne bowiem osiągnęły praktycznie biorąc szczyt sprawności możliwy do osiągnięcia i uchodzą bezwzględnie za najsprawniejsze maszyny energoprze-twórcze. Możliwe jest natomiast polepszenie krzywej sprawności w funkcji mocy efektywnej w taki sposób, aby maksimum sprawności rozszerzyć na jak największy zakres możliwych mocy, tj. uczynić krzywą sprawności $\eta = f(N)$ jak najbardziej zbliżoną do prostej równoległej do osi odciętych (rys. 1).



Rys. 1

Krzywe sprawności (charakterystyki robocze) dla turbiny Francis w Sungari: G — krzywa gwarancyjna; M — krzywa otrzymana z prób modelowych; R — krzywa otrzymana z krzywej M przez przewartościowanie wyników modelowych na turbinę rzeczywistą.

Drugi kierunek badań laboratoryjnych zmierza do podwyższenia spadów dla turbin Kaplana. Jak wielki postęp zrobiono na tym polu może wskazać następujący przykład: turbiny rożnowskie typu Kaplana skonstruowane na spad 30 m były w swoim czasie rewelacją; dzisiaj spad opanowany przez turbiny Kaplana sięgnął już do 80 m.

Poważnym bodźcem w rozwoju badań laboratoryjnych stało się zjawisko kawitacji, które stoi na przeszkodzie w koncentracji wielkich mocy w jednostce turbinowej.

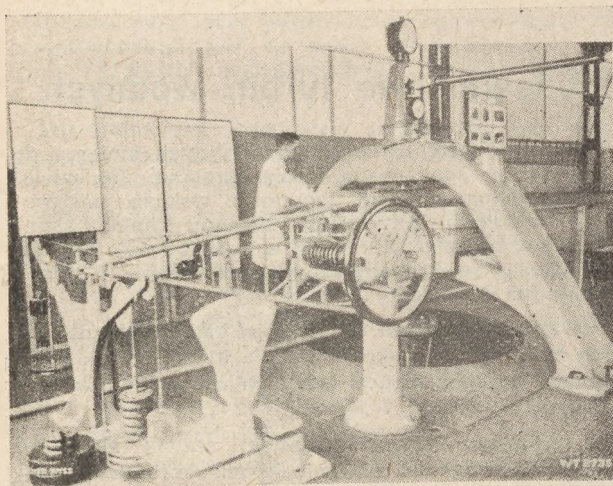
W związku z tym, iż turbinom stawia się coraz większe wymagania odnośnie konstrukcji, przelotów, mocy i sprawności, a szczególnie odnośnie właściwości biegu, zaszła konieczność wyposażenia laboratoriów w odpowiednią aparaturę pomiarową i sprzęt pomocniczy, co osiągnięto drogą stopniowych udoskonaleń w oparciu o zasady fizyki technicznej.

W niniejszym artykule zagadnienie badań modelowo-laboratoryjnych nad właściwym usytuowaniem siłowni w korycie rzeki nie będzie poruszane, gdyż zagadnienie to ma odrębny charakter i wymaga odrębnego potraktowania. Badania laboratoryjne, o których jest mowa, dotyczą prób modelowych i doświadczeń samych siłowni wodnych oraz ich elementów zasadniczych z punktu widzenia sprawności, prawidłowości przepływów, niezawodności działania i celowości konstrukcji.

W numerze 7—8 z 1951 r. „Gospodarki Wodnej” w artykule pt. „Pomiary sprawności i strat w siłowniach wodnych” zostały wykazane trudności, jakie napotymano w niektórych przypadkach przy próbach odbiorczych, gdy drogą pomiarów bezpośrednich chciało odtworzyć rzeczywistą charakterystykę zainstalowanych turbin, celem porównania jej z charakterystyką gwarancyjną. Trudności odbioru zwiększają się niepomniernie wraz ze wzrostem ilości wody (instalowanego przeloty). Dokładność pomiarów wynosi tylko 2%, a w rzeczywistości nie zawsze może być osiągnięta, gdyż do tego stopnia zależy od warunków lokalnych, iż niekiedy nawet samo wykonanie pomiarów jest niemożliwe i niecelowe. Próby odbiorcze nigdy nie dają w pełni zadowalających wyników, nawet w sprzyjających warunkach. I tak, na przykładzie opisanym we wspomnianym artykule, mimo dużego nakładu pracy i wielu przygotowań wstępnych, zdołano otrzymać krzywą sprawności tylko dla jednego spadu, podczas, gdy zakres zmienności spadów w warunkach eksploatacji jest niekiedy bardzo rozległy.

Z tych powodów coraz częściej przeprowadza się dla większych i średnich siłowni dokładne badania modelowe, obejmujące również prowadzenie wody, kanały doprowadzające i współsiadujące jązy. Podobieństwo modelowe siłowni obejmuje poza turbiną odtworzoną w najodpowiedniejszej skali również rurę ssawną, ujęcie wody, kraty, filary działowe, spirale oraz dno i koryto tuż poza rurą ssawną — ogólnie mówiąc, wszystkie te części, które znajdując się w obrębie siłowni są oblewane strumieniem wody roboczej i mają wpływ na charakter przepływu (rys. 2).

Cel badań modelowych jest wieloraki. W pierwszym rzędzie wyniki ich umożliwiają skontrolowanie wielkości gwarancyjnych, gdyż są tak dokładne i kompletne, że nie potrzeba przeprowadzać prób odbiorczych. O ile zaś badania modelowe wykonywa się dostatecznie wcześnie, wyniki ich mogą posłużyć wytwórcy turbiny za podstawę do określenia wielkości gwarancyjnych.

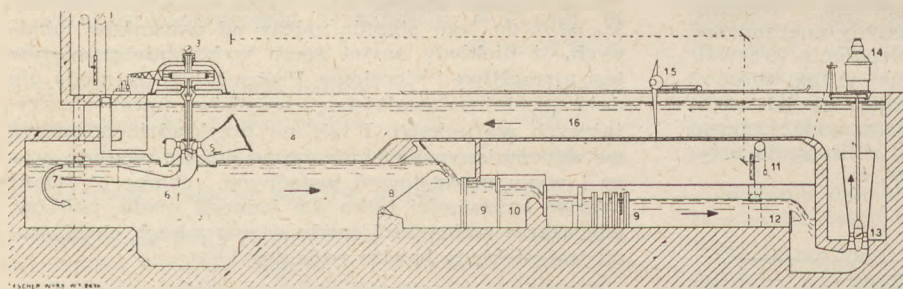


Rys. 2

Kompletny model turbiny Kaplana (moc 65 tys. KM; spad 30 m) o długości 7,6 m.

Jest rzeczą bardzo ważną obranie właściwej wielkości modelu turbiny (np. turbina Kaplana o średnicy 7 m miała wykonany model do prób sprawności o średnicy 0,4 m, a do prób kawitacji tylko 0,2 m). Na modelu dostatecznie wielkim można pomierzyć sprawność z dokładnością do kilku ‰ za pomocą przyrządów o najwyższej klasie dokładności; możliwe jest bowiem nadanie łopatom prawidłowego kształtu oraz uzyskanie nawet przy tak małych spadach, jakim dysponuje laboratorium znacznej mocy. Zwykle średnice modeli do prób sprawności wykonywa się w granicach 0,2 — 0,7 m. Prototyp turbiny Francisa dla siłowni Sungari w Mandżurii (115 tys. KM przy spadzie 69 m, średnica wirnika 4,7 m) wykonany był we wszystkich szczegółach w skali 1:8 i rozwinął przy spadzie 3,5 m moc 25 KM (rys. 1).

Rys. 3 przedstawia laboratoryjne stanowisko do badania turbin modelowych łącznie z innymi elementami siłowni. Na tym stanowisku, w przeciwieństwie



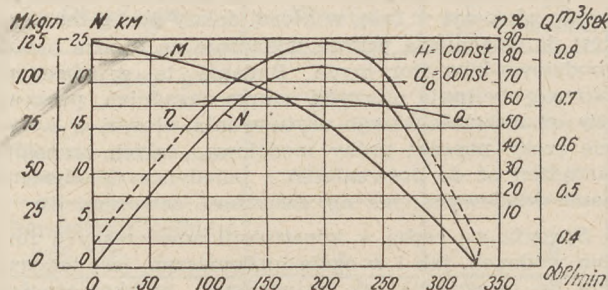
Rys. 3

Stanowisko badawcze do prób modelowych. Oznaczenia: 1 — wodowskaz diferencyjny; 2 — hamulec taśmowy z urządzeniem wagowym; 3 — obrotomierz; 4 — komora turbinowa; 5 — turbina doświadczalna; 6 — rura ssawna; 7 — dno kanału odprowadzającego; 8 — kłapa regulacyjna dla spadu; 9 — kraty uspakajacza; 10 — stały jaz wyrównawczy; 11 — wodowskaz przelewowy; 12 — przelew pomiarowy bez bocznej kontrakcji; 13 — regulowana pompa Kaplana; 14 — silnik pompowy; 15 — ekran pomiarowy do kontroli ilości wody; 16 — kanał pomiarowy dla ekranu.

do prób odbiorczych można wyznaczać w bardzo krótkim czasie charakterystyki turbinowe w całym obszarze pracy turbiny z dokładnością $\pm 0,15\%$. Zasadniczo bezpośrednio przez próby modelowe wyznacza się tylko uniwersalne charakterystyki obrotowe wyrażające w funkcji obrotów: moce, przełyki, momenty i sprawności turbiny modelowej dla różnych otwarć aparatu

kierowniczego (a_0), przy zachowaniu stałego spadu (rys. 4):

$$\left. \begin{aligned} N &= f_1(n) \\ Q &= f_2(n) \\ M &= f_3(n) \\ \eta &= f_4(n) \end{aligned} \right\} \begin{aligned} H &\text{ — constans} \\ a_0 &\text{ — zmienne} \end{aligned}$$



Rys. 4

Zespół uniwersalny charakterystyk obrotowych otrzymanych przy stałym spadzie (H) dla pewnego otwarcia aparatu kierowniczego (a_0).

Charakterystyki te wyznaczane są dla każdego otwarcia aparatu kierowniczego (a_0) w zakresie obrotów od zera aż do pełnego rozbiegu. Daje to możliwość przeprowadzenia porównania pomiędzy wartościami gwarancyjnymi, a wynikami otrzymanymi z prób modelowych przy wszystkich spadach (po odpowiednim przewartościowaniu). Zmiany obrotu dokonuje się w czasie prób przez zmianę momentu hamującego wywieranego na wał turbiny, za pomocą specjalnego urządzenia hamowniczego (rys. 5). Znając moment M w kgm oraz ustabilizowaną po pewnym czasie ilość obrotów n oblicza się moc i sprawność według znanych wzorów:

$$N = \frac{Mn}{716} \text{ KM}$$

$$\eta = \frac{N}{N_s} = \frac{75 N}{QH} = \frac{75}{QH} \cdot \frac{Mn}{716} = 0,1047 \frac{Mn}{QH}$$

gdzie N_s — moc surowa doprowadzona do turbiny modelowej, Q — przełyk turbiny modelowej w l/sek.

Jak wynika z tych wzorów, pomiary sprowadzają się za sadniczo do wyznaczenia za pomocą urządzeń pomiarowych zainstalowanych na stanowisku badawczym: przełyku, obrotów i momentów oraz kontroli spadów (patrz rys. 3, elementy nr 11, 12, 13, 3, 2, 1, 8). Zmieniając otwarcie aparatu kierowniczego dla każdej pozycji jego łopatek (a_0), otrzymuje się cztery charakterystyki obrotowe, jak na rys. 4.

Z charakterystyk obrotowych wyznacza się już tylko za pomocą operacji graficznych oraz przeliczeń według znanych wzorów pochodne charakterystyki modelu, tj. charakterystyki eksploatacyjne.

$$\left. \begin{aligned} N &= f_5(H) \\ Q &= f_6(H) \\ \eta &= f_7(H) \end{aligned} \right\} \begin{aligned} n &\text{ — constans} \\ a_0 &\text{ — zmienne} \end{aligned}$$

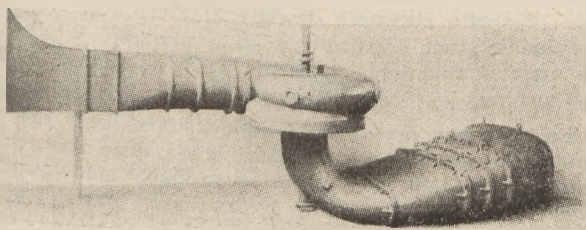
oraz charakterystyki robocze:

$$\left. \begin{aligned} \eta &= f_8(N) \\ \eta &= f_9(Q) \end{aligned} \right\} \begin{aligned} H &\text{ — constans} \\ n &\text{ — constans} \\ a_0 &\text{ — zmienne} \end{aligned}$$

Używając następnie wzorów podobieństwa przez przeliczenia i operacje graficzne, wyznacza się wszystkie powyższe charakterystyki dla turbiny rzeczywistej. Wyznaczenie to jest zasadniczym celem badań laboratoryjno-modelowych.

Dla sprawdzenia gwarancji najważniejsze są robocze charakterystyki mocy $\eta = f(N)$ dla różnych spadów. Rys. 1 przedstawia trzy wykresy tej charakterystyki dla wspomnianej turbiny w Sungari (dla jednego ze spadów). Krzywa G jest krzywą gwarancyjną, którą miały potwierdzić badania modelowe. Krzywą M otrzymano z prób modelowych (krzywa przedstawiona jest na rysunku w odniesieniu do zakresu mocy turbiny rzeczywistej). Krzywą R otrzymano z krzywej M przez przewartościowanie według znanych wzorów, obrazującą rzeczywistą charakterystykę roboczą turbiny dla jednego spadu. Z wykresu widać, że już na modelu osiągnięto sprawność 90,7%. Według tego samego modelu wykonano również mniejszą turbinę o mocy 160 KM i przeprowadzono na niej próby odbiorcze. W wyniku otrzymano sprawność maksymalną 90%. Liczne przykłady prób odbiorczych dowodzą, iż wzory i prawa służące do przewartościowania, które tworzą pomost pomiędzy próbami modelowymi a rzeczywistymi turbinami, zostały bardzo dokładnie ustalone w laboratoriach.

Wysoką dokładność pomiaru (ca 0,15%) uzyskano dzięki użyciu precyzyjnych urządzeń pomiarowych, umożliwiających bardzo szybkie wykonanie pomiarów. Szybkość dokonywania prób jest podstawowym warunkiem otrzymania prawdziwych wyników. Stare urządzenia pomiarowe zostały drogą stopniowych zmian udoskonalone aż do pełnej automatyzacji. Rys. 3 i 5 przedstawiają pełne automatyczne



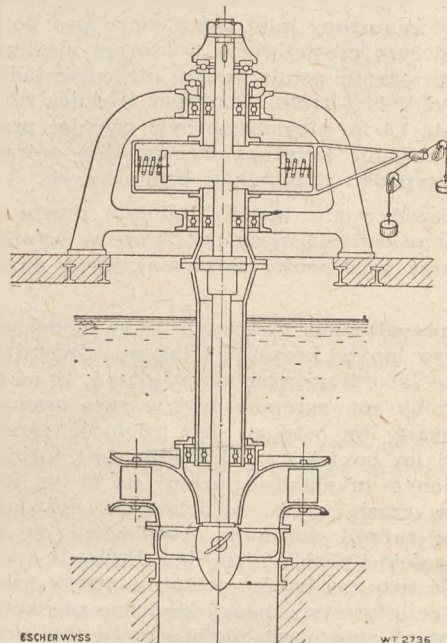
Rys. 5

Pełne automatyczne stanowisko badawcze do prób modelowych.

stanowisko do pomiarów uniwersalnych charakterystyk obrotowych. Najwięcej trudności sprawiało pomiarzenie momentu hamującego, który ma bardzo znaczny wpływ na zachowanie stałości obrotów w czasie pomiarów, a tym samym i na dokładność pomiaru. Dopóki na stanowiskach laboratoryjnych badane były turbiny wolnobieżne, użycie zwykłego hamulca taśmowego dawało zadowalające wyniki. Jednakże wraz ze wzrostem szybkobieżności rozszerzył się bardzo znacznie zakres obrotów specyficznych ($n_s = 50-1500$), a tym samym i zakres hamowania. Zróżnicowany został również charakter przebiegu momentów obrotowych (różne typy turbin Kaplana i Francis). Aby podwyższyć dokładność pomiarów nowoczesnych turbin szybkobieżnych usuwa się obecnie urządzenie hamownicze będące kombinacją zwykłego hamulca taśmowego oraz dodatkowego hamulca samonastawnego. Urządzenie to zmniejszyło amplitudę wahań obrotów w czasie dokonywania pomiaru z 2% na 1/2% oraz wahań spadów, powiększając tym samym dokładność pomiaru.

Poważnym krokiem do udoskonalenia i uproszczenia pomiarów jest zastosowanie beztarcowego łożyskowania modelu (rys. 6), a ściślej mówiąc, takiego łożyskowania, które w sposób prosty pozwala na jednoczesne wyznaczenie mocy rozwijanej przez model oraz oporów tarcia. Zarzucone zostały tym samym liczne dodatkowe aparaty oraz długotrwałe próby

i przeliczenia związane z pomiarem tarcia. Nowe urządzenie jest równie wygodne jak i proste, chociaż samo zrealizowanie takiego łożyskowania dla obciążenia wynoszącego blisko 3000 kg nastęrcza sporo technicznych trudności. Cały układ wirujący osadzony jest i łożyskowany wewnątrz wydrążonego wału, który z kolei łożyskowany jest w sztywnym korpusie sto-



Rys. 6

Ułożyskowanie modelu w sposób umożliwiający bezpośredni pomiar strat w łożyskach.

jaka. Taka konstrukcja umożliwia obrót pełnego wału wraz z osadzonym na nim wirnikiem wewnątrz wału wydrążonego oraz wału wydrążonego względem korpusu stojaka. W rzeczywistości ruch drugi nie może zachodzić, gdyż wał wydrążony za pomocą sztywno utwierdzonego na nim ramienia połączony jest z urządzeniem wagowym, pozwalającym tylko na jego nieznaczne odchylenia względem pozycji jaką zajmował w spoczynku. Odchylenia te są proporcjonalne do oporów tarcia. Aby uchwycić tarcie wszystkich łożysk, wydrążony wał jest tak zaprojektowany, iż obejmuje sobą wszystkie łożyska modelowej turbiny. Konstrukcja ta umożliwia bezpośredni pomiar mocy efektywnej, podczas gdy opory tarcia wszystkich łożysk przenoszone są poprzez wydrążony wał i wyznaczane za pomocą wagi.

Badania na kompletnych modelach (rys. 2) przeprowadzane są najczęściej dla dużych siłowni oraz średnich w przypadku, gdy przewiduje się trudności wykonywania prób odbiorczych na turbinach już zainstalowanych. I tak np. przeprowadzone były kompletne próby modelowe dla turbiny Kaplana o mocy 70 tys. KM, ponieważ przekroje wlotowe, na których miały być dokonywane pomiary, w czasie prób odbiorczych były tak wielkie, że nawet w przypadku użycia wielkiej liczby chronografów i młynków pomiary byłyby niekompletne, bardzo kosztowne i długotrwałe, a co najważniejsze — niedokładne. Utrzymanie bowiem stałych spadów w czasie długotrwałych pomiarów jest niezmiernie trudne. Również rzadko jest możliwe uzyskanie potrzebnego zakresu spadów, tak że pomiary ograniczają się zwykle do takich spadów, jakie praktycznie możliwe są do osiągnięcia. We wspomnianym przykładzie przeprowadzono dokładne badania modelowe dla siedmiu pozycji łopatek wirni-

ka i każdorazowo 6—7 otworów łopatek aparatu kierowniczego. Wyniki modelowe przekroczyły wartości gwarantowane przy większości spadów i mocy, zaś po przewartościowaniu okazało się, iż przekroczono średnią wartość gwarantowaną o przeszło dwa procent.

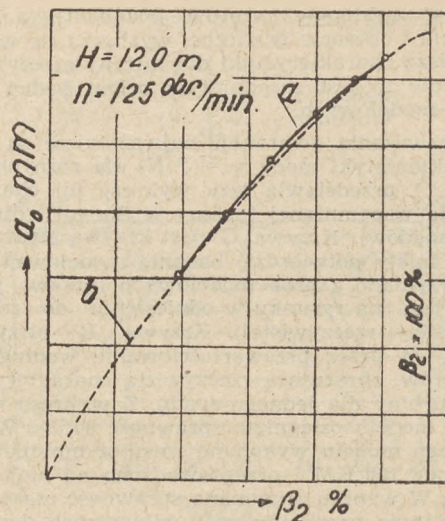
Rys. 2 przedstawia model kompletny turbiny Kaplana o mocy 65 tys. KM. Pomiary odbiorcze mogły być wykonane tylko na doprowadzeniu wody do spirali, gdyż wlot zanurzony miał być głęboko pod poziomem wody. Odcinek prostej rury, w którym możliwe było obranie przekroju pomiarowego, nie odpowiadał normom, gdyż był za krótki. Ponieważ średnica rury miała wynosić 7,8 m, niemożliwe było również prawidłowe zamocowanie krzyżaka nośnego dla potrzebnych w tym przypadku 73 młynków pomiarowych.

W przewidywaniu takich trudności przeprowadzono dokładne badania modelowe, które w wyniku dały pełny obraz właściwości eksploatacyjnych danej turbiny.

Poza sprawdzeniem gwarancji próby modelowe dają cały szereg innych korzyści. I tak np. stwierdzono na podstawie laboratoryjnych doświadczeń, iż na sprawność turbiny ma ogromny wpływ rura ssawna i to tym większy, im większa jest zdolność przeliskowa turbiny i im bardziej szybkobieżna jest turbina. We wspomnianym przykładzie turbiny na 70 tys. KM wykonano w czasie prób modelowych doświadczenia z trzema rurami ssawnymi, różniącymi się między sobą długością i pochyleniem dna. Próby te wykazały, iż długość rury ma bardzo poważny wpływ na sprawność. W rezultacie tych badań skrócono pierwotnie zaprojektowaną rurę o całe sześć metrów, nie pogarszając przy tym sprawności, a zmniejszając tylko pochylenie dna.

Próby modelowe pozwalają wyznaczyć najbardziej prawidłowe krzywe regulacji (krzywa optymalnej współzależności otworów aparatu kierowniczego i łopatek wirnika). W turbinach, dla których nie przeprowadzano prób na kompletnych modelach, krzywe regulacji wyznacza konstruktor na podstawie znajomości prototypu danej serii. Krzywe takie muszą się różnić od krzywych optymalnych, które otrzymuje się przez wykonanie ścisłych prób modelowych, przy czym podobieństwo modelowe rozciąga się na wszystkie elementy siłowni, począwszy od krat na wlocie, aż do ujścia wody z rur ssawnych. Najdokładniejszą krzywą regulacji można by otrzymać przez pomiary na rzeczywistej turbinie przy rozwiązaniu połączenia między wirnikiem a aparatem kierowniczym. Jednakże w praktyce pomiary takie z przytoczonych wyżej względów są trudne do przeprowadzenia. Rys. 7 przedstawia dwie krzywe regulacji dla turbiny Kaplana o mocy 13.600 KM. Krzywą „a” otrzymano przez pomiary na zainstalowanej turbinie przy rozwiązaniu połączenia między wirnikiem a aparatem kierowniczym, zaś krzywa „b” jest krzywą rzeczywistych współzależności sporządzoną przez konstruktora turbiny. W tym przykładzie obie krzywe pokrywają się względnie bardzo dobrze. O ile jednak istniałyby specyficzne warunki przepływu, które miałyby silny wpływ na sprawność pracującej turbiny, dla której nie były przeprowadzane ścisłe badania na kompletnym modelu odtwarzającym te właśnie warunki, to różnica między takimi dwiema krzywymi dla danej turbiny mogłaby się okazać znacznie większa.

Próby laboratoryjne na modelach wyznaczają również dokładnie największą możliwą liczbę obrotów rozbiegu, jak i obroty rozbiegu przy zamkniętym wirniku i całkowicie otwartym aparacie kierowniczym; przełyki w czasie tych rozbiegów i przelisk przy całkowicie otwartym wirniku i aparacie kierowniczym, przecieki wody przez aparat kierowniczny w przypadku, gdy w czasie jego zamykania na skutek zablokowa-



Rys. 7

Krzywe regulacji (współzależność otworów łopatek silnika β_2 w %) i łopatek aparatu kierowniczego (a_0 w mm) „a” — krzywa otrzymana na drodze bezpośrednich pomiarów na zainstalowanej turbinie przy rozwiązaniu połączenia: wirnik — aparat kierowniczny; „b” — krzywa obrazująca rzeczywistą zależność otworów dla danej turbiny sporządzona przez konstruktora turbiny.

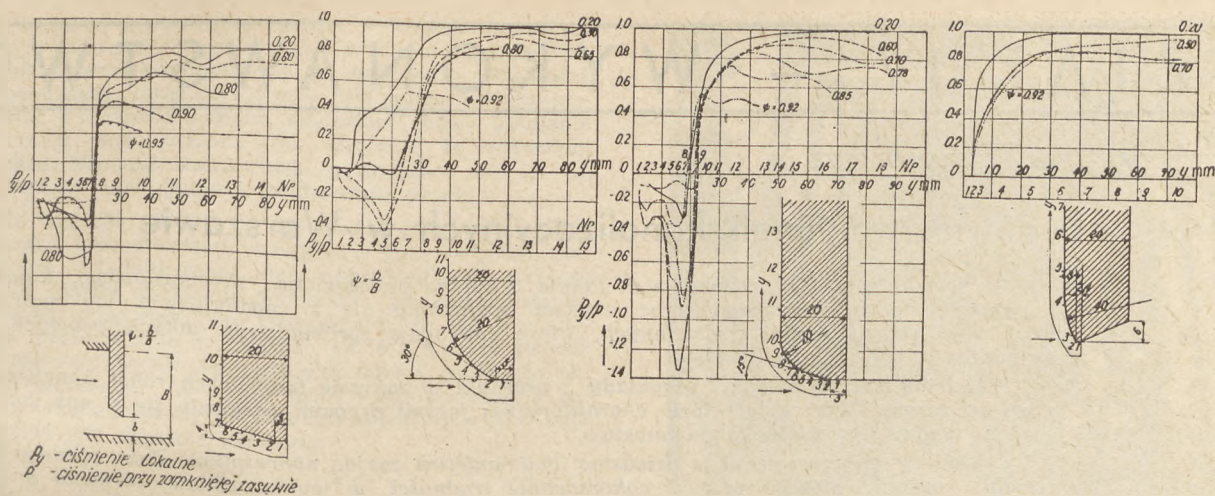
nia nastąpiło zerwanie dzwignienki sterującej i jedna względnie dwie łopatki pozostają otwarte. Wielkości te mają uzasadnione znaczenie zarówno dla wytwórcy turbiny, jak i dla eksploatacji.

Próby laboratoryjne dają odpowiedź na cały szereg innych jeszcze zagadnień, które mają duże znaczenie dla konstruktora. I tak np. w próbach modelowych wyznacza się maksymalny hydrauliczny nacisk osiowy, którego wielkość potrzebna jest do prawidłowego zaprojektowania łożyska nośnego oraz parcie i momenty obrotowe łopatek aparatu kierowniczego.

Już od pierwszego stadium projektowania siłowni korzystna jest współpraca projektantów z laboratorium (usytuowanie zakładu). Próby modelowe wykonane dostatecznie wcześniej wnoszą do projektu prawie zawsze wiele cennych i zasadniczych poprawek i przez polepszenie warunków przepływu powiększają sprawność turbin. Dla wielkich jednostek nawet nieznaczne polepszenie współczynnika sprawności przynosi poważne efekty w produkcji rocznej.

Odtworzenie całkowitego podobieństwa modelowego siłowni nie zawsze jest możliwe i celowe, szczególnie dla małych i średnich zakładów. Próby modelowe, gdzie ściśle podobieństwo zachowane jest tylko dla wirnika i rury ssawnej, jest tańsze i daje również wyniki lepsze od prób odbiorczych.

W krąg badań laboratoryjnych weszły również próby modelowe na poszczególnych elementach, mające na celu nadanie im właściwszej pod względem hydraulicznym konstrukcji i prawidłowego działania w zmiennych warunkach eksploatacji. I tak na przykład przeprowadzono badania hydrauliczne zasuw (rys. 8). W wyniku otrzymano charakterystykę przepływów, oporów tarcia oraz taki profil dolnej krawędzi, który wyklucza możliwości drgań zasuw w czasie przepływu. Jak wiadomo, wielkość i charakter przepływu zależy, poza wysokością podniesienia zasuw (otwarcie), głównie od profilu dolnej krawędzi, dalej od warunków na wylocie. Rys. 8 przedstawia cztery różne profile zasuw dennych, które dokładnie zbadano dla pewnych warunków pracy. Próby wykazały, iż w tych



Rys. 8

Aerodynamiczne badanie profilu dolnej krawędzi zasuw. Badanie umożliwia zaprojektowanie takich profili, dla których w żadnym ich punkcie nie tworzą się podciśnienia w czasie prób (profil czwarty). Zasuw o takich profilach nie podlegają drganiu i kawitacji w czasie przypiływów.

punktach profilu dolnej krawędzi, które posiadają najmniejszy promień krzywizny, tworzą się podciśnienia, będące przyczyną wirów ośrodka i drgań zasuw. O ile drgania te posiadają częstotliwość drgań zasuw, powstaje niebezpieczny rezonans zagrażający pewności ruchu urządzenia. Spośród czterech profili czwarty został tak udoskonalony na drodze prób doświadczalnych, iż w żadnym jego punkcie nie tworzy się podciśnienie, co widoczne jest na wykresie. Zasawa o tak zaprojektowanej krawędzi w czasie przepływu nie wykazywała żadnych drgań. Miejsca podciśnienia wykrywa się łatwo, przeprowadzając pomiary we wszystkich punktach profilu. W trzech pierwszych profilach wykryto głębokie podciśnienia i stwierdzono skłonności do drgań. Peki krzywych na poszczególnych wykresach obrazują przebieg ciśnienia na profilu w zależności od otwarcia zasuw, tj. od stosunku jej uniesienia do całkowitej wysokości otworu upustowego.

Za pomocą prób modelowych wyznacza się również opory podnoszenia oraz parcie. Opory odczytuje się bezpośrednio na wadze, natomiast poziome siły parcia wyznacza się przez pomiar rozkładu ciśnień na całej powierzchni zasuw metodą aerodynamiczną. Przy badaniu zasuw rolkowych siły pomierzone na modelu rzędu ułamka kg były odpowiednikiem oporów rzeczywistych sięgających do 24 ton.

Zawory motylkowe w urządzeniach zabezpieczających rurociągi winny również być badane modelowo, gdyż daje to gwarancję ich prawidłowego działania. Szybkie zamknięcie zaworu w przypadku pęknięcia rurociągu redukuje straty wody a tym samym i energii prawie do zera. W przypadku długich rurociągów odpowiednie szybkie zamknięcie zaworu pomniejsza wzrastające przyspieszenie słupa wody (w pierwszej części procesu zamykania), a tym samym zmniejsza się uderzenie hydrauliczne oraz siły potrzebne do zamknięcia. Najważniejszym jednak zadaniem zaworu zabezpieczającego jest zapobieganie zniszczeniom w przypadku pęknięcia rurociągu o dużej średnicy, znajdującego się pod wysokim ciśnieniem. Wszystkie powyższe względy przemawiające za jak najszybszym zamknięciem zaworu kolidują ze względami konstrukcyjnymi. Zbyt szybkie zamknięcie zaworu powoduje zjawienie się niepożądanego dla konstrukcji uderzenia hydraulicznego. Stąd wynika, że zabezpieczenie rurociągów przed awarią jest skomplikowane i nie daje się rozwiązać na drodze obliczeń i rozważań teoretycznych. Dla prawidłowego zaprojektowania zaworu zabezpieczającego jest również potrzebne dokładne badanie laboratoryjno-modelowe. Pozwala ono wyznaczyć współczynniki przepływu w rurociągach i przez zawory, które to współczynniki potrzebne są do obliczenia najważniejszego dla danych warunków czasu zamknięcia zaworu. Poza tymi rezultatami próby modelo-

we umożliwiają zaprojektowanie zaworów o najmniejszych oporach przepływów, pracujące w sposób ciągły i bez drgań.

Badania laboratoryjne oddają również cenne usługi przy wyznaczaniu sił i pracy regulacji turbiny. Jak wiadomo, podstawowym warunkiem właściwego zaprojektowania mechanizmów regulacji zarówno z uwagi na korzystne właściwości techniczne, jak i koszt wytwarzania, jest otrzymanie najmniejszej pracy regulacji oraz możliwie jak najbardziej równomiernego przebiegu sił w całym zakresie regulacji, gdyż wtedy otrzymuje się najmniejsze serwomotory i pompy, jak i najmniejszą drogę tłokową. Wielkość i przebieg hydraulicznych i mechanicznych sił wyznacza się jedynie na drodze doświadczalnej.

Za pomocą aerodynamicznych prób modelowych wyznacza się również najkorzystniejsze usytuowanie środka obrotu łopatek w kaplanowskich wirnikach. Zadanie polega na wyznaczeniu rozkładu ciśnień po obu stronach łopatki będącej w ruchu, a następnie siły wypadkowej. Dokładna znajomość sił regulacji w wirniku obracających łopatkę poprzez układ dźwigni okazała się szczególnie konieczna w ostatnich latach z powodu silnego wzrostu szybkości i rozmiarów turbin, a co zatem idzie wzrostu sił odśrodkowych i sił od naporu wody na łopatki.

Można by przytoczyć jeszcze bardzo wiele przykładów badań laboratoryjnych w zastosowaniu do turbin Francis i Kaplana oraz wszystkie badania dla turbin akcyjnych. Zagadnień dotyczących tych ostatnich nie poruszano w artykule, gdyż turbiny te nie mają w naszych warunkach możliwości zastosowania nawet w skali drobno przemysłowej.

Wyniki badań, o których była mowa, są dla konstruktora turbiny i projektanta siłowni podstawą do wymiarowania i projektowania zarówno detali turbomaszyn, jak i całych urządzeń wodnych, z punktu widzenia nadania elementom siłowni najkorzystniejszych kształtów pod względem hydraulicznym i wytrzymałościowym.

Doświadczenia w dziedzinie hydrauliki i aerodynamiki rozwijające się od wielu lat doprowadziły do wyjaśnienia wielu zagadnień i bezpośrednio przyczyniły się do wielkiego postępu w budowie turbomaszyn. Porównując konstrukcję czy to nowoczesnej turbiny, czy też pompy z takimi sprzed 25-ciu laty, spostrzeżę się, wszystkie wewnętrzne elementy oplukiwane strumieniem wody roboczej zmieniły swój kształt na najbardziej właściwy pod względem hydraulicznym. Zewnętrznym efektem tych zmian jest osiągnięcie praktycznego maksimum sprawności.

Literatura: Escher Wyss-Forschung an Turbomaschinen und Mitteilungen 1942—1949 r.

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Inż. WŁODZIMIERZ SKORASZEWSKI

Budownictwo tuneli kanalizacyjnych w Warszawie

W związku z wielkim rozwojem w Planie 6-letnim budownictwa przemysłowego, komunikacyjnego, hydrotechnicznego coraz częściej spotykamy się z zagadnieniem wykonawstwa wszelkiego rodzaju robót podziemnych, które wymagają zgromadzenia dotychczasowych doświadczeń.

Podajemy zatem poniżej przykłady z praktyki w zakresie tunelowych robót kanalizacyjnych na terenie Warszawy, które charakteryzują jakimi drogami posuwało się u nas dotychczas to trudne i specjalne wykonawstwo.

Czytelnicy zainteresowani tą dziedziną budownictwa znajdą niewątpliwie dużo cennego materiału, poznanie którego ułatwi pokonywanie trudności w wykonawstwie zarówno w tym zakresie robót, jak i w zakresie szerszym, wymagającym znajomości walki z wodą przy głębokim posadowieniu większych budowli.

Tunelarstwo płytkie uprawia Kanalizacja Warszawy już od lat sześćdziesięciu. Projektodawca i pierwszy budowniczy planowej kanalizacji warszawskiej inż. W. H. Lindley zastosował przy końcu ubiegłego stulecia po raz pierwszy w Warszawie metodę wykonywania kanałów podziemnych sposobem tunelowym. Przyczyną tego była konieczność skanalizowania Starego Miasta, co znowu nie dało się przeprowadzić zwykłą odkrywką ze względu na wąskość ulic. Oprócz tego kolektor główny, zagłębiający się na trasie Warszawy — Bielany do kilkunastu metrów pod teren, dało się budować najekonomiczniej właśnie tunelem.

Trzeba dodać, że budowa kanałów i wodociągów miejskich szczególnie się nadaje do normalizacji i racjonalizacji, ponieważ polega na produkcji masowej w najściślejszym znaczeniu tego słowa.

Powracając do naszego tematu możemy stwierdzić, że w czasie swej działalności Kanalizacja Warszawy wykonała kilkadziesiąt kilometrów tuneli różnego rozmiaru i na różnych głębokościach, dochodzących do ok. 20 m w poszczególnych wypadkach. Są to jedynie prawdziwe roboty tunelowe, jakie były dotychczas przeprowadzone na terenie Warszawy, ponieważ zarówno tunel linii średnicowej, jak i trasy W—Z są tunelami tylko z kształtu, gdyż wykonane zostały w odkrywce.

Tymczasem chodzi nam o budownictwo ściśle podziemne, tj. prowadzone metodami górniczymi. Tę pokazną ilość tuneli Kanalizacja Warszawy wykonała sposobem gospodarczym, we własnym zarządzie, wobec czego prawie całe doświadczenie polskie w tak skomplikowanej dziedzinie budownictwa miejskiego skoncentrowało się wyłącznie w łonie tej instytucji.

Wszystkie budowle tunelowe, o których będzie mowa niżej, zostały wykonane w najrozmaitszych warunkach nad- i podziemnych, a każda z nich stanowi rzecz samą w sobie godną uwagi.

Pierwszy chronologicznie większy obiekt podziemny został wykonany w latach 1924/25 na skrzyżowaniu jednego z większych kolektorów z linią średnicową. Było to przejście pod tunelem Średnicy, przeznaczone dla syfonów kanalizacyjnych wspomnianego kolektora. Budowa została zrealizowana przed wykonaniem tunelu kolejowego i od razu w przewidywaniu całości robót kolejowych, tj. dla czterech torów. Warunki hydrologiczne były tutaj raczej dobre i zasługują na uwagę tylko znaczna głębokość ok. 15 m pod terenem oraz duże wymiary szybów i tunele. Całość obiektu została wykonana wyłącznie pod ziemią, bez jakiegokolwiek przerwy ruchu kołowego czy tramwajowego i bez nieszczęśliwych wypadków.

* * *

Najciekawszym obiektem, wykonanym łącznie z przebudową warszawskiego węzła kolejowego, było

przejście innego kolektora pod tunelem kolejowym. W tym miejscu został wybudowany skomplikowany podziemny węzeł kanalizacyjny o objętości robót, odpowiadającej przeciętnej stacji kolei podziemnej. Roboty pod tym najruchliwszym skrzyżowaniem ulic miejskich były prowadzone na trzy zmiany, bez jakiegokolwiek istotnej przerwy w ruchu na jezdniach i chodnikach. W pewnym okresie robót cała jezdnia na skrzyżowaniu była podkopana i zawieszona na konstrukcji stalowej, wykonanej przez Kanalizację.

Warunki podziemne były tutaj jedne z trudniejszych na terenie Warszawy. Grunt obficie nawodniony o charakterze kurzawkowym zmuszał do prowadzenia skomplikowanych prac odwodniających oraz wielkiej ostrożności ze względu na bezpieczeństwo sąsiednich budynków, a także czynnych urządzeń podziemnych, jak kanały, wodociągi, gazociągi, różnego rodzaju kable itp.

Trudności, o których mowa, zostały pokonane tak sprawnie przez doświadczoną załogę i jej fachowe kierownictwo, że budowa została przeprowadzona i wykonana bez akiegokolwiek wypadku, czy uszkodzenia otaczających obiektów, zarówno nad- jak i podziemnych. Najciekawsze, że oba te obiekty zostały wybudowane przy użyciu wyłącznie pracy ręcznej i najprostszych środkami technicznymi.

* * *

Trzeci z kolei przykład większych robót tunelowych stanowi przejście głównego kolektora dla Wielkiej Warszawy, pod stacją Warszawa Gdańska Towarowa. Tunel znacznego przekroju ok. 3,75×4,5 m w świetle wyrobiska, a więc wystarczający dla ruchu linii jednotorowej kolei normalnej został tu wykonany pod czynnymi torami głównymi kolei obwodowej i licznymi bocznkami, bez chwilowej nawet przerwy w ruchu (rys. 1)

Ciekawą stroną robót na tym odcinku stanowiły przeszkody naturalne w postaci gruntów obficie nawodnionych. Trasa kanału biegła w korycie zasypanej w czasie budowy kolei obwodowej rzeczki, która kiedyś miała swe ujście do Wisły w okolicy dolnego Żoliborza. Rzeczka ta po zasypaniu utworzyła ogromne rozlewisko podziemne, a częściowo występowała na powierzchni, tworząc stawy i jeziora, mające odpływ ocalałym starym korytem w kierunku Żoliborza. O obfitości tych wód może świadczyć fakt, że resztki owej rzeczki zostały wykorzystane przez amatorów rybołówstwa jako tereny sportowe, a dłuższy czas na Żoliborzu egzystowało nawet kółko rybackie, opierające swą działalność na opisanym cieku wodnym.

Tunel przebiegał w warstwach aluwialnych, składających się niemal wyłącznie ze skał płynnych, tzw. kurzawek. Na przestrzeniach pustych i niezabudowa-

nych, gdzie prowadzono roboty wykopem otwartym i nie stosowano specjalnych środków zapobiegawczych, kurzwaka dopływała do wykopu z odległości, dochodzącej nieraz do 100 m — tak można było wnioskować po zapadlinach na otaczającej łące. Ciśnienie kurzwaki było czasami tak znaczne, że rozwarło pokład tłucznia kamiennego o grubości ok. 1,0 m, zakładany jako podłoże fundamentu tunelu.

Ze względu właśnie na ten rodzaj gruntu tunel budowano jako dwudzielny, najpierw góra — potem dół. Ciężkie, składane ramy zdały dobrze egzamin i całość robót została wykonana pomyślnie. Na marginesie tej budowy podajemy jako ciekawostkę, że jeden z szybów pośrednich o wymiarach ok. 6×6 m w świetle musiał być wykonany pośrodku stawu, mającego ok. 2 m głębokości. W czasie robót wody podziemne zostały skanalizowane do nowego kolektora i dziś cała okolica jest zupełnie osuszona.

* * *



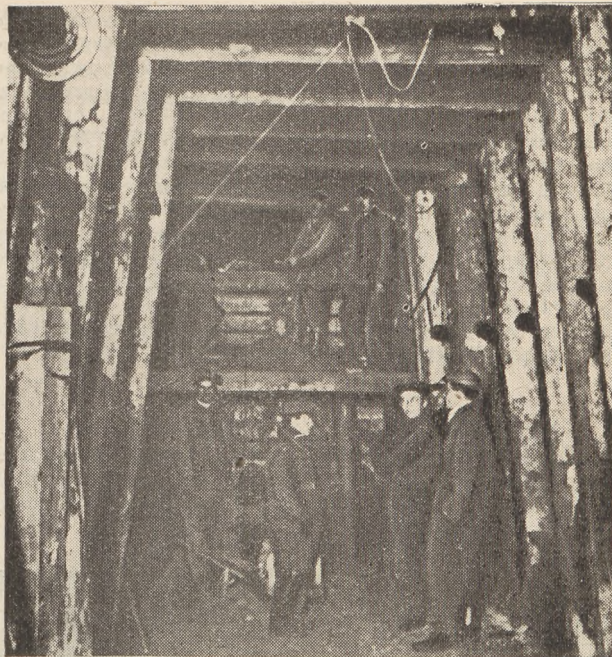
Rys. 1. Budowa głównego kolektora Wielkiej Warszawy. Ramy drewniane górne, część kanału wykonana.

Bardzo ciekawą robotę wykonano przy budowie przejścia tunelowego pod wiaduktem na ul. Obozowej. Tunel zalega tu w piaskach bardzo obficie nawodnionych i na skrzyżowaniu z nasypem kolejowym znajduje się ok. 12 m pod terenem. Budowa była prowadzona w ten sposób, że w spodzie tunelu wiercono studnie rurami $\varnothing 150$ mm i zakładano filtr długości 3 m na głębokości ok. 8—10 m pod spodem wyrobiska. Studnie włączano do wspólnego przewodu szawnego i odwodniano następny odcinek, który tylko po odwodnieniu mógł być tunelowany. Takich studzien wywiercono 6—7 w tunelu długości ok. 60 m. Dawwały one w sumie od 400 do 200 m³ wody na godzinę w zależności od rozwoju depresji. Odpompowywana warstwa wodonośna miała bardzo daleki zasięg, ponieważ w czasie robót zanikły studnie grunto-we aż pod Włochy.

Na specjalne podkreślenie zasługuje tutaj wiercenie otworów pionowych w tunelu o wysokości ok. 3 m i metoda ujęcia wody gruntowej.

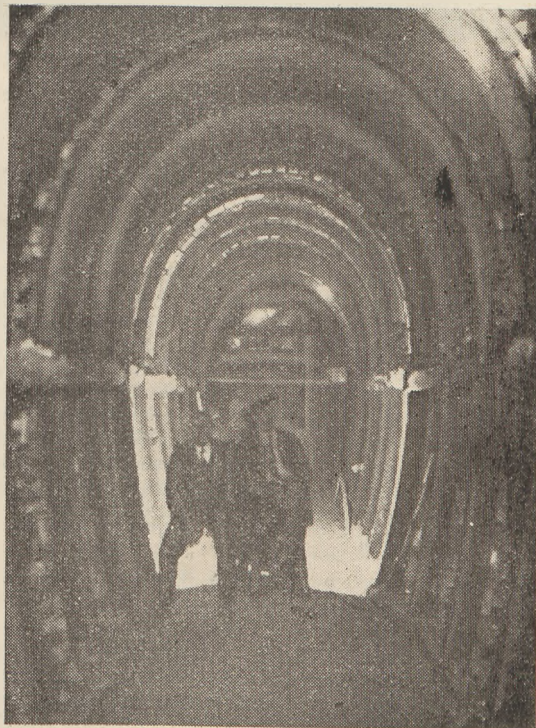
* * *

Rzecz godną uwagi w praktyce miejskiej stanowi przejście dużego kolektora pod domem mieszkalnym



Rys. 2. Tunel kolektora na ul. Wolskiej, budowany przy użyciu ram drewnianych. Spotkanie dwóch przodków na krzywej.

na ul. Karolkowej, na odcinku pomiędzy Lesznem i Wolską. Ulica ta miała być w przyszłości poszerzona dwukrotnie; z tego powodu jeden ze starych domów znalazł się na osi przyszłej ulicy. Zejście kanału z osi było niemożliwe, ponieważ w zwężonej części ulicy przybliżał się on wtedy niebezpiecznie do

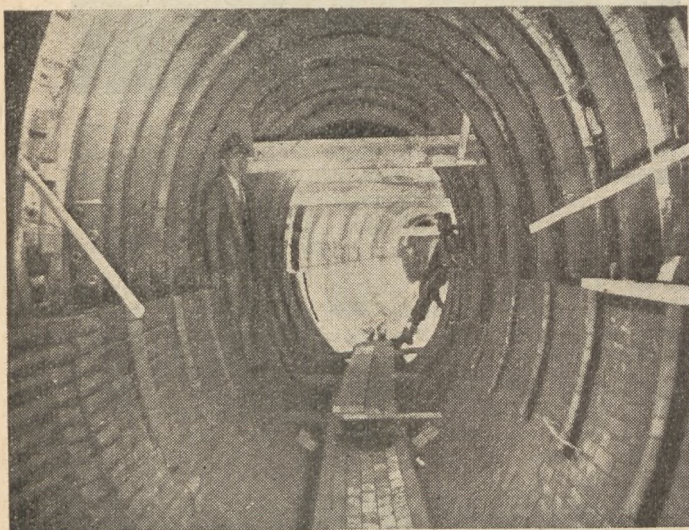


Rys. 3. Tunel kolektora XI klasy na ramach stalowych. Obudowa czasowa wykończona. W głębi widoczne spotkanie dwóch przodków, czyli moment przebicia tunelu.

fundamentów wysokich domów. Poza tym było to niepożądane ze względu na dalsze wykorzystanie podziemia ulicy po jej uregulowaniu przez inne urządzenia miejskie. Można było dom wykupić i zburzyć, ale pociągnęłoby to za sobą znaczne nakłady, całkiem nieprodukcyjne. Zdecydowano się przejść tunelem pod domem na długości ok. 50 m. Tunel był wykonany na ramach dzielonych, miał w świetle wyrobiska ok. $3,75 \times 4,5$ m i przechodził na głębokości ok. 10 m pod nawierzchnią w gruncie piaszczystym, bardzo nawodnionym. Dom, którego ściana frontowa stała na osi tunelu, wytrzymał wszystkie te zabiegi całkiem pomyślnie i został zburzony dopiero po powstaniu, a więc w lat piętnaście od chwili wykonania pod nim głównego kolektora miejskiego.

* * *

Bardzo ciekawy kompleks robót stanowią duże tunele, wykonane w latach 1928—30 na ulicach Wolskiej i Krasińskiego. W sumie liczyły one ok. 4 km dłu-



Rys. 4. Pierwsze prace murarskie na krzywej.

gości i zostały zrealizowane wg metody, którą dziś nazwalibyśmy szybkościową. Tunel na ul. Wolskiej mieścił kanał XI klasy o rozmiarze w świetle $1,6 \times 2,4$ m, zaś wyrobisko miało przekrój ok. 3×4 m (rys. 2, 3 i 4).

Budowa była prowadzona na chodniku obok licznych wysokich kamienic, w gruncie przeważnie bardzo nawodnionym. Pomimo licznych trudności hydrogeologicznych i wywołanych przez intensywny ruch kołowy na tej ulicy roboty dobiegły końca bez komplikacji i wypadku. Ciekawy obiekt na tym odcinku stanowiło obejście wiaduktu kolei obwodowej poniżej fundamentów przyczółków. Ze względu na warunki lokalne całe obejście na łukach i kontrałukach musiało być wykonane pod ziemią tylko na zasadzie pomiarów z dwóch przodków, nie znajdujących się na jednej linii prostej.

* * *

Najciekawsze wyniki dał tunel dla burzowca na ul. Krasińskiego (rys. 5). Tunel przebiegał w gruntach o różnym stopniu nawodnienia, jednak na znacznej przestrzeni w pokładach aluwialnych wspomnianej już rzeczki Drny czy Drwęcy, której stare koryto cięło os tunelu pod dość ostrym kątem. Wyrobisko tunelu miało przekrój ok. $3,5 \times 4,5$ m i było prowadzone na ramach stalowych składanych.

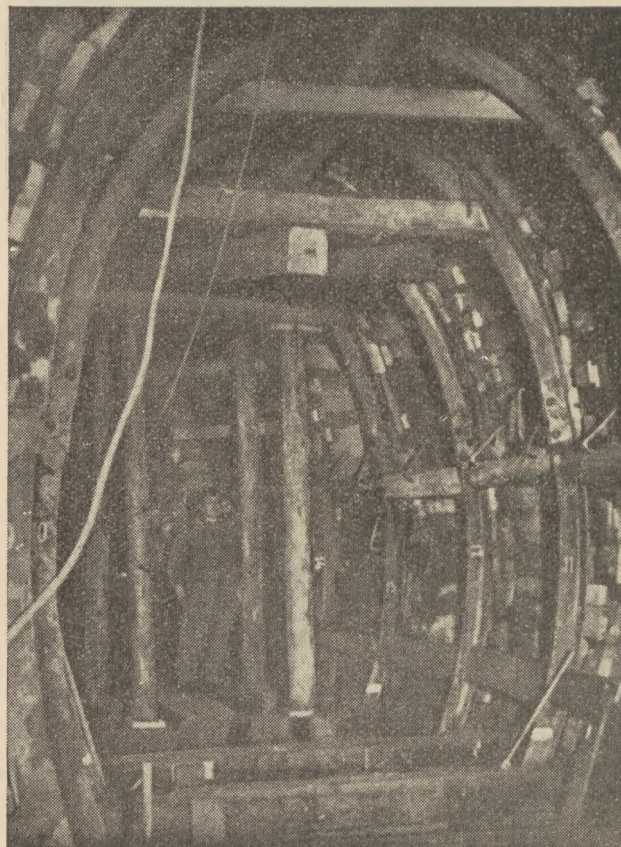
Mieliśmy tu do czynienia z parciem gruntu ze wszystkich kierunków, z dużą przewagą nacisku bocz-

nego na odcinku kurzawkowym. Tunel ten liczący ok. 1,2 km długości został wykonany w ciągu niespełna 8 miesięcy i dał niezwykle ciekawe wyniki gospodarcze. Przed robotami był przeprowadzony przetarg publiczny na ich wykonanie, aby ustalić możliwie najtańszy koszt tej nader kapitalnej budowl. W rezultacie Kanalizacja nie doszła do zgody z prywatnymi oferentami i zdecydowała wykonać obiekt sposobem gospodarczym we własnym zarządzie. Po zakończeniu budowy okazało się, że osiągnięto rezultaty zgoła nieoczekiwane. Koszt własny budowy wypadł prawie trzykrotnie niższy, niż to wynikało z najtańszej oferty przetargowej. Tu, jak w soczewce, zbiegły się wszystkie najważniejsze czynniki, odgrywające największą rolę w robotach podziemnych, gdzie zawsze decyduje doświadczenie i ostrożne ryzyko.

Firmy, które złożyły kosztorysy ofertowe na wykonanie wymienionego tunelu, były to zwykle przedsiębiorstwa robót budowlanych oraz inżynierskich, które robót tunelowych nie prowadziły. Ich bojaźń ryzyka przede wszystkim spowodowała tak znaczne rozdzęcie kosztorysów ofertowych.

Tymczasem Kanalizacja Warszawska rozpoczęła roboty przy pomocy własnej załogi, stale pracującej na robotach tunelowych. Oprócz tego załoga ta posiadała kierownictwo bardzo doświadczone i energiczne, skłonne do świadomego ryzyka i szybko wyciągające wnioski ze zmiennych okoliczności robót podziemnych.

Dość powiedzieć, że stosowano taki rozstaw ram tunelowych, że przy obliczeniach na zasadzie norm książkowych powinien był on doprowadzić do naprężeń, wynoszących ok. 5000 kg/cm^2 dla zwykłej stali budowlanej. Oczywiście naprężenia faktyczne musiały być bez porównania mniejsze, bowiem w ciągu robót nie było ani jednego wypadku zawalenia. Pękła tylko jedna rama i to bez żadnych złych skutków, po-



Rys. 5. Tunel burzowca Żoliborskiego na ramach stalowych.

nieważ rysę zauważono w porę i ramę wymieniono we właściwym czasie. Jak widzimy, doświadczenie odgrywa w robotach podziemnych rolę znacznie większą, niż we wszystkich innych działach prac inżynierskich.

Dla pogłębienia tej tezy przytoczymy jeszcze jeden fakt z praktyki autora niniejszego artykułu. W czasie budowy kanalizacji w Białymstoku zachodziła konieczność wykonania pewnych odcinków metodą tunelową ze względu na szerokość ulic, wynoszącą w niektórych dzielnicach od 4 do 6 m i zły stan okolicznych budynków. Firma, prowadząca budowę, zaangażowała do robót tunelowych górników z Zagłębia Węglowego. Wydawałoby się, że są to specjaliści klasy najwyższej, ponieważ nie innego nie robią przez całe życie, jak tylko ganki podziemne. Rzeczywiście byli to specjaliści, ale od skał twardych. Skoro dostali się w nieznane warunki i zawiodło kierownictwo — zawalili wyrobisko na pierwszych metrach. Tunelarze warszawscy, przyzwyczajeni do pracy w skałach miękkich i płynnych, nie tylko przeprowadzili w tym wypadku niezbędne roboty ratownicze, ale wykończyli całość robót szybko i bez żadnego rozgłosu.

* * *

Na zakończenie powyższych opisów różnych przypadków robót tunelowych, przytoczymy bardzo szczególny przypadek roboty tunelowej, wykonanej przez Kanalizację w latach 1934—36.

Zachodziła konieczność skanalizowania Koła i dzielnic przyległych i należało do tego celu wybudować kanał przecinający cmentarze Powązkowski i Żydowski.

Względny rytuał nie pozwalał na prowadzenie w obrębie cmentarzy jakichkolwiek robót odkrywkowych, poza tym uniemożliwiały to faktycznie istniejące groby i pomniki. Zdecydowano się więc wykonać tunel w dwóch odcinkach: pod cmentarzem Żydowskim długości ok. 500 m i pod Powązkowskim ok. 350 m. Odcinek 500 m wykonano z dwóch przodków. Jest to maksimum długości tunelu, osiągnięte przez Kanalizację Warszawy na przestrzeni pomiędzy dwoma szczytami. Niestety chciało, że tunel pod cmentarzem Żydowskim i dobrą połową Powązkowskiego zalegał w gruntach najgorszych, jakie kiedykolwiek spotykano na terenie stolicy. Są to formacje jeziorowe, stosunkowo młode, obficie nawodnione, ale składające się z pyłków niemal koloidalnych o średnicach dających się mierzyć tylko w milimikronach. Była to skała płynna, lub kurawka w najbardziej klasycznej postaci i zalegająca warstwą grubości ok. 30 m. Na głębokości 10—11 m pod terenem przebiegał spód projektowanego kanału.

Po rozważeniu różnych sposobów ustalenia gruntu, który w stanie rodzimym nie pozwalał w ogóle na prace z otwartym przodkiem, a mianowicie: zeskalania, zamrażania, kesonu poziomego ze sprężonym powietrzem i depresji głębokiej, zdecydowano się na ostatnią ewentualność jako najtańszą.

Wykonano studnie wiercone $\varnothing$ 750 mm na głębokość ok. 20 m i założono filtry $\varnothing$ 300 mm, długości ok. 10 m. Przestrzeń między rurami płaszczykowymi i filtrem wypełniono piaskiem odpowiedniej granulacji. Do studzien opuszczono pompy głębinowe. Wyniki otrzymano niezmiernie charakterystyczne. Studnie, jak to wynika z opisu, były potężne, ale przy depresji wynoszącej ok. 10 m dawały one zaledwie od 2 l/sek. do 1 l/sek., co najlepiej świadczy o rodzaju gruntu. Jednakże po rocznym prawie pompowaniu osiągnięto tanim kosztem wyniki nadzwyczaj zadawalające, bo grunt, który w stanie naturalnym płynął tylko nieco gorzej od wody, po odpompowaniu stał się

dobrze urabiałnym. Dość powiedzieć, że prędkość posuwania przodka, wynosząca początkowo 0,05 m na trzy zmiany, wzrosła po osuszeniu gruntu do 3 m, a więc sześćdziesięciokrotnie.

Szczególnie ciekawe były studia nad zagadnieniem fundowania tunelu w skale płynnej w najwyższym stopniu. Wychodząc z założenia, że tunel nawet wypełniony wodą jest przecież lżejszy od objętości wypartej ziemi, zaniechano w ogóle wszelkich wzmocnień specjalnych kanału i został on wybudowany w sposób zwykły dla gruntów dobrych.

Przewidywania okazały się słuszne — kanał do dziś nie wykazuje żadnych odkształceń godnych uwagi.

* * *

Tak wielki kompleks robót tunelowych, najróżnorodniejszego typu i rozmiaru, nie da się opisać w krótkim artykule, i jeżeli zatrzymywaliśmy się na niektórych obiektach, to tylko dlatego, żeby uwypuklić pewne cechy charakterystyczne, nadające się do sformułowania wniosków ogólnych.

Spróbujemy skonkretyzować nasze uwagi, wynikające z długoletnich obserwacji dość dużej ilości robót wykonanych.

I. Grunty warszawskie można podzielić na dwie wyraźne i bardzo różne kategorie. Pierwsza — to Praga i Powiśle. W granicach zbadanych przez Kanalizację podłoża tych dzielnic stanowią przeważnie warstwy piaszczyste, aluwialne bliżej powierzchni i niżej dyluwalne, spoczywające na grubej poduszce zupełnie wodoszczelnych łów trzeciorzędowych. Iły trzeciorzędowe wznoszą się na Pradze do rzędnej 4 m względem zera Kierbedzia, wychodząc na powierzchnię na Powiślu lewobrzeżnym.

Roboty głębokie na Pradze wysuwają na pierwszy plan odwodnienie wykopów. Współczynnik filtracji piasków wynosi tu od 0,0002 m/sek. do 0,001 m/sek. i spadek zwierciadła wód gruntowych 1‰ do 3‰. Poziom wody gruntowej znajduje się w ściślejszej zależności od zwierciadła rzeki, co naturalnie ma największe znaczenie w pobliżu brzegów.

Jak widać z przytoczonych cyfr ilości wody, którą należy odpompowywać przy robotach podziemnych, nie są wcale tak duże, a przeważnie łatwe do opanowania. Ponadto posiadamy zupełnie poprawne metody obliczania urządzeń depresyjnych, co pozwala na działanie bez żadnego ryzyka. Kanalizacja Warszawy przeprowadzała już roboty głębokie, w czasie których ilość wody odpompowywana z wykopu wynosiła do 30.000 m³ na dobę i nie przedstawiała to specjalnych trudności.

Ciekawie wygląda wpływ depresji głębokiej na budynki sąsiednie. znajdujemy się bowiem w mieście zabudowanym. W czasie robót na Pradze korzystano z depresji, dochodzącej do kilkunastu metrów przy studni odpompowanej i to w pobliżu budynków (np. obok gmachu Dyrekcji Kolei przy ul. Targowej).

Osiadanie terenów musiało być dość równomierne i bardzo nieznaczne, bowiem nie zauważono żadnych zmian w budynkach i sieć reperów też nie wykazała poważniejszych odkształceń. Inaczej mówiąc, nie stwierdzono wyraźnego a destrukcyjnego wpływu depresji w granicach stosowanych przez Kanalizację na Pradze. Sprawa inaczej wygląda w górnym mieście. Podłoże stanowi tutaj uwarstwienia lodowcowe z różnych okresów z małymi enklawami aluwii późniejszego pochodzenia. Wszystko to podścielają, tak jak i na Pradze, iły trzeciorzędowe o bardzo urozmaiconej rzeźbie.

Wielokrotne ruchy lodowców na obszarze dzisiejszej Warszawy górnej spowodowały przemieszczenie po-

kładów we wszystkich kierunkach, co doprowadza do takiej zmienności, iż w odległości 5 m od danego miejsca można natrafić na warunki radykalnie odmienne — np. przejścia z kurzawki w twarde ily morenowe i odwrotnie. Sprawa komplikuje się jeszcze z powodu soczewkowatej struktury większości geologicznych utworów lodowcowych, zawierających często znaczne wkładki torfu. Np. na Żoliborzu napotkano na warstwie torfu jeziorowego, którego grubość dochodziła do 4 m, zaś szerokość w kierunku biegu wykopu około 350 m. Torf zalegał na głębokości ok. 6 m pod terenem i zbliżał się strukturalnie do młodego lignitu.

Soczewkowaty charakter pokładów torfowych na terenie górnego miasta może w pewnych wypadkach nastreczyć nieco kłopotów. Podczas budowy kolektora na ul. Leszno i Karolkowej zaszyły właśnie takie okoliczności. Kanał przebiegający tutaj na głębokości ok. 10 m, licząc od dna wykopu, zalega w piaskach obficie nawodnionych. Zwierciadło wód gruntowych przed budową utrzymało się na poziomie około 2 m poniżej nawierzchni ulicy. Wykop zakrecał z Leszna w Karolkowa w kierunku Wolskiej. Strona wewnętrzna kąta zakretu była zajęta przez kamienicę czteropiętrową, bardzo podrzędnej konstrukcji. Dom ten był porwany chyba już w chwili wykonania, jednakże peknięcia nie miały niebezpiecznego charakteru. Wykop głęboki, szerokości około 2,5 m, obejmował cały narożnik, zbliżając się do kamienicy przy samym rogu na odległość ok. 6 m. Poziom początkowy wody gruntowej obniżono w czasie budowy o 10—12 m. Po zewnętrznej stronie wykopu w odległości ok. 60 m zaczynał się nowy budynek administracyjny schroniska dla starców, stojący na południowej stronie Leszna, z frontem zwróconym do tej ulicy i biegnącym w kierunku Młynarskiej. Po rozwinięciu depresji stara kamienica czteropiętrowa, stojąca bezpośrednio niemal nad wykopem, ale na grubej warstwie piasku, osiadła około trzydziestu milimetrów bez żadnej istotnej deformacji. Natomiast nowy budynek schroniska, zaczynający się w odległości dziesięciokrotnie większej i wykonany w konstrukcji częściowo szkieletowej, wykazał wyraźne deformacje, ponieważ, jak później stwierdzono, stał na soczewce torfu, dość starego pochodzenia, bo zalegającej — o ile mnie pamięć nie zawodzi — na głębokości 6—7 m poniżej nawierzchni. Peknięcia wynikły na skutek odwodnienia torfu powstały na granicy dwóch części budynku o różnych zagłębieniach fundamentów, przy tym część głębsza, zawierająca kotłownię, leżała bliżej kanału. Jakkolwiek rysy nie spowodowały żadnych uszkodzeń konstrukcyjnych i zostały usunięte bardzo prosto i przy niewielkich nakładach, wynikających raczej na skutek konieczności powtórnego malowania jednej klatki schodowej, był to jedyny wypadek uszkodzenia poważniejszego budynku przez roboty głębokie, który miał miejsce na przestrzeni paru dziesiątków lat. Jednakże należy dodać, że w czasie robót w górnym mieście, gdzie wykonywano obiekty podziemne na głębokościach przekraczających 10 m i stosowano depresje do 20 m, mierzonych bezpośrednio w studniach odpompowywanych, stwierdzono — w przeciwieństwie do Pragi — nieznaczne osiadanie terenów w odległościach, dochodzących nawet do 1 km od miejsca robót. Osiadania były co prawda niewielkie i nie przekraczały 1 cm w pobliżu wykopów, malejąc szybko w miarę zwiększania się odległości miejsca pomiaru. Tak np. w czasie budowy tunelu na ul. Wolskiej pomiędzy Karolkową i wiaduktem kolei obwodowej, uległy osiadanemu w granicach od kilku do części milimetra wszystkie repery miejskie na ul. Wolskiej i Chodnej, aż do początków Elektoralskiej przy kościele św. Karola.

Coś podobnego miało miejsce w czasie robót na ul. Stołecznej pomiędzy Krasińskiego i koleją obwodową. Tam właśnie trafiono na dużą soczewkę starych tor-

fów. Wszystkie repery w promieniu 500 m — 1000 m wykazywały drobne różnice i tylko ostały się tej tendencji znaki wysokościowe na Cytadeli.

Reasumując wszystko powiedziane, dochodzimy do następujących ustaleń ogólnych, dotyczących wpływu ruchów zwierciadła wody na grunty warszawskie.

- Dość gruboziarniste pokłady piaszczyste na Pradze dają się odwodniać dość łatwo i przy depresjach, dochodzących w czasie robót do 10 m, licząc w studni odpompowywanej, nie wykazywały osiadań poważniejszych nawet w bezpośredniej bliskości wykopów.
- Grunty górnego miasta przy stosowaniu depresji, dochodzącej do 20 m, licząc w studni poboru wody, wykazywały osiadanie dość widoczne i w szerokim promieniu od miejsca maksymalnego obniżenia poziomu wód gruntowych. Osiadanie nawierzchni w pobliżu wykopu prawie nie przekraczały 10 mm z tendencją szybko malejącą w miarę wzrostu odległości od wykopu. Promień zasięgu deformacji sieci reperów rzadko przekraczał 500 m.
- Grunty górnego miasta w granicach od powierzchni do trzeciorzędu są raczej słabo nawodnione, ale oddają wodę dużo trudniej, niż to ma miejsce na Pradze ze względu na przeważające bardzo drobne uziarnienie i soczewkowaty charakter pokładów.
- Depresje stosowane w granicach 10—15 m nie spowodowały nigdy istotnych szkód budowlanych, chociaż obejmowały swym zasięgiem całe dzielnice o zabudowie zwartej.
- Odwodnianie gruntów górnego miasta musi być prowadzone ostrożnie i powoli. Forsowanie daje wyniki przeważnie gorsze i nieproporcjonalnie większą możliwość szkód budowlanych.
- Podwodne pompy głębinowe, zastosowane metodycznie po raz pierwszy przy budowie tunelu pod cmentarzem żydowskim, są bardzo skutecznym narzędziem do opanowania dopływu wód gruntowych przy robotach głębokich. Połączone z metodą elektroosmotyczną pozwalają na opanowanie każdego rodzaju gruntu, jaki w ogóle może wchodzić w rachubę na terenach Warszawy.

* * *

II. Warszawskie roboty tunelowe prowadzone przez Kanalizację Miejską były wykonywane wyłącznie w pokładach aluwialnych i dyluwialnych. Tylko w nielicznych wypadkach kopano w ilach trzeciorzędowych, w których przebiega np. część burzowca mokotowskiego i pewne kanały na Żoliborzu blisko Cytadeli.

Grunty praskie, przeważnie piaski o różnym uwarstwieniu nie przedstawiają żadnych trudności poza odwodnieniem. Odwodnienie jest tam tym łatwiejsze, im grubsze ziarno zawiera pokład eksploatowany. W r. 1949 Kanalizacja wykonała odwodnienie wykopu pod kotłownię Drukarni Państwowej przy ul. Mińskiej metodą „Galerii Zbiorczej“. Poziom wody gruntowej obniżono o ok. 5 m, zaś ilość odpompowywanych wynosiła od 300 do 200 m³/godz. Pomimo tego, że odwodnienie zostało przeprowadzone środkami najprymitywniejszymi i w bezpośredniej bliskości dużych budynków, operacja przeszła zupełnie gładko.

Nieco inaczej przedstawia się sprawa w mieście górnym, na lewym brzegu Wisły.

Mamy tu do czynienia z nader zmiennymi uwarstwieniami. Zmienność pokładów, jak to już podkreśliliśmy, jest bardzo krótkookresowa i na przestrzeni 5 m można napotkać całkiem różne warunki na początku oraz przy końcu odcinka. Studia wstępne,

oparte na szeregach wierceń wywiadowczych o znacznym rozstawie poszczególnych otworów, mogą doprowadzić do zupełnie błędnych wniosków. Zdarzało się np., że otwór wywiadowczy wywiercony pośrodku przyszłego szybu, który miał mieć rozmiary 5×5 m w świetle wykazywał na całej głębokości twardy ił morenowy. Podczas kopania szybu jednak okazało się, że znaczna część jego przebiega w skale płynnej, bowiem upad twardej moreny może wynosić i 80° .

Kurawki w ścisłym tego słowa znaczeniu występują na terenach górnego miasta dość rzadko i raczej w północno-zachodniej jego części. Przeważnie mają one postać niewielkich soczewek. Tylko w granicach cmentarza żydowskiego napotymano wielki kompleks gruntów tego rodzaju. Grunty pylaste kurawkowe z punktu widzenia robót tunelowych należą raczej do lepszych, naturalnie po racjonalnym odwodnieniu. Kurawka odwodniona tworzy coś w rodzaju słabutkiego betonu i pozwala wykonać całą sekcję tunelową bez mocowań tymczasowych. Przy tym daje się obrać zwykłą łopatą i motyką górniczą.

Znacznie gorzej wyglądają twarde iły lasujące. Ten rodzaj napotymano dość często odznacza się następującymi właściwościami. W masie zwartej i bez dostępu powietrza jest trudno urabialny i ciężki do wiercenia, bowiem zawiera dużo żwiru i kamieni otoczków. Jednakże, gdy pokład zostaje odsłonięty i wejdzie w kontakt z atmosferą — górna jego warstwa na głębokości do 0,50 m zmienia strukturę ze stałej na zupełnie płynną, wydzielając przy tym pewne ilości bezwodnika kwasu węglowego.

Kolektor w granicach Żoliborza przebiega właśnie w pokładach tego rodzaju. Dziś jeszcze, tj. po dwudziestu pięciu latach od chwili wykonania, w kanale słychać syk gazu, przedostającego się z gruntu do wnętrza przez mikroskopijne szczeliny w ściankach.

Opanowanie gruntu tego rodzaju jest, a raczej było, bardzo utrudnione, gdyż nie można go odwodniać

studnią wierconą, a szpuntę drewnianą wcale weń nie wchodzi. Dziś metoda elektroosmotyczna może dać rozwiązanie katagoryczne.

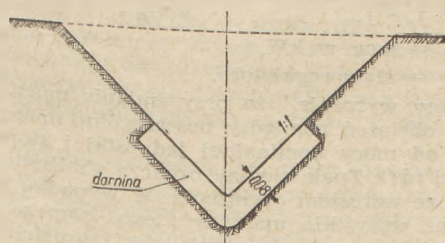
Koszty wykonania robót tunelowych zależą w najwyższym stopniu od metody wykonania, ta zaś od przyjętych założeń, dotyczących sił, które mogą wystąpić zarówno w czasie robót, jak i po ich ukończeniu. Przeszacowanie powoduje ogromną wysokość kosztów budowy. Niedoszacowanie natomiast może stać się przyczyną nieszczęśliwych a także kosztownych wypadków. Jak to już zauważyliśmy, zmienność uwarunkowań podziemnych na terenie górnego miasta jest bardzo znaczna, co nie pozwala na stworzenie zasad postępowania jednolitego, wg recepty stałej. Inaczej mówiąc, tunelarstwo w takich warunkach specyficznych nie może się stać rzemiosłem, opartym na kilku formułkach praktycznych. Budowniczy, prowadzący robotę musi się sam dobrze orientować i decydować bezpośrednio na budowie; że jest to możliwe dowodzi kilkudziesięcioletnia praktyka Kanalizacji Warszawskiej.

* * *

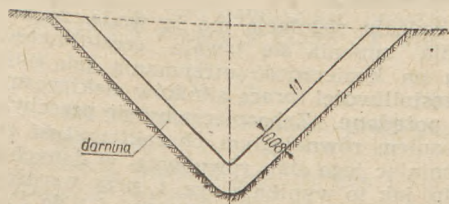
Naturalnie cała poruszona przez nas specyfika dotyczy robót tunelowych prowadzonych ręcznie, przy obudowie zwykłej, gdzie właśnie indywidualizm wykonawczy tak bardzo dużo znaczy. Natomiast przy mechanizacji tych robót, stosowanej powszechnie przy budowie komunikacyjnych tuneli miejskich, eliminuje się w znacznym stopniu trudności, tak dotkliwe przy sposobach prymitywnych. Keson poziomy, a szczególnie zmechanizowany pozwala na robotę bez żadnego ryzyka. Jedną tu jest tylko sprawa dość istotna — mianowicie, czy mamy pracować w powietrzu sprężonym, czy też z otwartym przodkiem? Na zasadzie tego, co powiedzieliśmy o doświadczeniach dotychczasowych tunelarstwa warszawskiego, należy przypuszczać, że zastosowanie powietrza sprężonego będzie w naszych warunkach raczej wypadkiem szczególnym.

Kilka uwag na temat rowów o trójkątnym przekroju poprzecznym

Propozycja inż. Z. Sochonia podana w „Gospodarce Wodnej” Nr 10 z 1951 r. zastosowania rowów trójkątnych o przekroju poprzecznym trójkątnym jest przekonywująca, lecz umocnienia ich dna nasuwają u wykonawcy wątpliwości.



Rys. 1. Darniowanie dna.

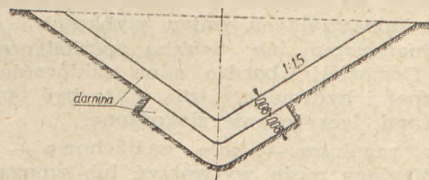


Rys. 2. Darniowanie dna i skarp.

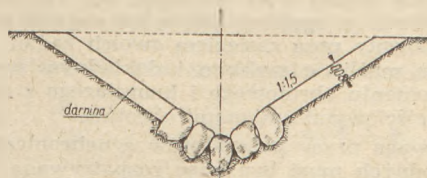
Umocnienie dna przy pomocy kieszek faszynowych utworzy szorstką, nierówną powierzchnię dla przepływu wody. Mogą zaistnieć liczne zaczepy, utrudniające ruch wody. Faszyna nie przykryta stale wodą łatwo skruszeje i stanie się podatną na uszkodzenia zarówno przy intensywnym ruchu wody, jak i przy kenswacji. W czasie oczyszczania dna rowów faszyna

może być łatwo wtedy wydzierana. Nieszczelne z zasady umocnienia dna rowów kieszkami faszynowymi może spowodować, że ruch wody będzie się odbywał pod kieszką.

Wszystkie inne podane sposoby umocnienia są kłopotliwe, chociaż możliwe.



Rys. 3. Wzmocnione darniowanie dna.



Rys. 4. Brukowanie dna na mchu i darniowanie skarp.

Darnina dla wykonawcy jest materiałem najbardziej dostępnym i najtańszym. Kamień jest już droższy, lecz przeważnie łatwy do uzyskania. Dlatego warto możliwie jak najczęściej używać tych właśnie materiałów do umocnień w sposób podany na rys. 1—4, jako uzupełnienie do typów umocnień podanych przez inż. Sochonia. Wykop winien być trapezowy o szerokości dna ok. 0,10 m; po umocnieniu row miałby przekrój trójkątny.

Wincenty Woyno

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

INŻ. TOMASZ BIERNACKI

„Energoprojekt“

Równowaga pracy równoległej i regulacja generatorów siłowni wodnych

Równowaga pracy generatorów siłowni wodnych zależy od charakterystyk funkcjonalnych regulatorów turbin, od układu doprowadzającego energię (czyli od systemu hydraulicznego: sztolnia — kanał — komora uderzeń — rurociąg itp.) oraz od cech elektrycznych generatorów i systemu energetycznego. Przyczyny zakłócające równowagę pracy mają więc charakter czynników mechanicznych, hydraulicznych, elektrycznych i są zwykle wywołane nagłą zmianą mocy lub nagłymi zmianami warunków elektrycznych (uziemiaenie, zwarcia, wyłączenia i włączenia odcinków sieci lub linii).

Ze względu na ogólny charakter artykułu, studium problemu równowagi ogranicza się do: omówienia charakterystyk jakim muszą odpowiadać regulatory obrotów turbin, celem osiągnięcia regulacji stabilizowanej; omówienia cech komór uderzeń, mających za zadanie niedopuszczenie do tego, aby drgania słupa wody wywołane nagłą zmianą stanu doprowadziły do zachwiania równowagi; wreszcie objaśnienia charakterystyk generatorów z punktu widzenia równowagi pracy. Pomija się przy tym omówienie cech konstrukcyjnych generatorów i podstaw teoretycznych. Poruszone zagadnienia pozwolą w następnych artykułach na omówienie regulacji turbiny, regulacji generatora i automatyzacji siłowni wodnych.

Praca równoległa kilku siłowni, a szczególnie ich połączenia wzajemne długimi liniami elektrycznymi, choć umożliwia maksymalne wykorzystanie i dysponowanie energią, utrudnia regulację napięcia i częstotliwości, bowiem zakłócenie w dowolnym punkcie odbija się na pracy całego systemu.

Nowoczesne typy mechanicznych regulatorów obrotów, ich urządzenia sterujące o natychmiastowym działaniu i wysokiej czułości, wielkie masy wirujące, specjalne konstrukcje generatorów zmierzające do zwiększenia momentu synchronizującego, wystarczają w zupełności do utrzymania regularnej pracy z zachowaniem dopuszczalnych zmian szybkości i napięcia, przy jednoczesnym ich szybkim aperiodycznym tłumieniu. Oczywiście bardzo silne zakłócenia natury elektrycznej i hydraulicznej nie mogą być opanowane regulatorami, lecz jedynie złagodzone.

Układ: regulator — koło zamachowe — moment synchronizujący może wytworzyć lub zmagazynować tylko skromne ilości energii, odpowiadające jego łącznej bezwładności i synchronizującemu momentowi zespołu. Nie można więc wymagać od regulatorów w razie zakłóceń w systemie przesyłowym energii (sieć), aby regulowały poza zasięgiem swoich zadań, polegających na możliwie szybkim i dokładnym wyrównywaniu momentu obrotowego i hamującego z minimalnymi przejściowymi zmianami obrotów.

Równowaga pracy generatorów synchronicznych siłowni wodnych musi być więc rozpatrywana w całości, poprzez kolejne badanie przyczyn zakłóceń natury mechanicznej, hydraulicznej i elektrycznej, następnie zaś należy ocenić ich wzajemne oddziaływanie na przebieg regulacji.

Zwracamy uwagę na różnicę istniejącą w turbozespołach cieplnych, w których para wodna posiada małą bezwładność, wobec czego działanie regulatora obrotów nie jest narażone na wpływ innych czynników, gdy tymczasem w turbozespołach wodnych działanie regulatora szybkości może wywołać zakłócenia w słupie wody, reagującym następnie w tym stopniu na regulator, że staje się dodatkowym źródłem zakłóceń.

Oszacowanie jakościowe tych wpływów jest bardzo skomplikowane i nie zawsze możliwe do ustalenia.

Teoria i charakterystyki regulacji wraz z objaśnieniem budowy regulatorów zostaną omówione, jak wspomniano, w osobnym artykule. Jednak, dla umożliwienia prześledzenia problemu pracy równoległej, będącej obecnie głównym zadaniem regulacji, zwracamy uwagę, że zasadniczą podstawą statecznej regulacji są regulatory statyczne.

Zespół pracujący z regulatorem statycznym posiada dla każdej wartości obciążenia inne obroty (rys. 1) z tym, że obroty ze wzrastającym obciążeniem maleją. Każdemu stopniu otwarcia kierownicy turbiny, a więc obciążeniu, odpowiada ściśle określona częstotliwość. Taka charakterystyka umożliwia pracę równoległą z utrzymywaniem odpowiedniego stopnia obciążenia poszczególnych zespołów. Właśnie tę zależność obrotów lub częstotliwości od obciążenia nazywamy statyzmem (stopniem stateczności) lub stopniem nierównomierności δ . Stopień nierównomierności jest stosunkiem różnicy obrotów lub częstotliwości w biegu luzem f_0 i przy pełnym obciążeniu maszyny f_p do wartości nominalnej f_n :

$$\delta_{\%} = \frac{f_0 - f_p}{f_n} \cdot 100\% = \frac{n_0 - n_p}{n_n} \cdot 100\%$$

Normalne wartości wahają się w granicach od 0 do 6%, co oznacza, że całkowity spadek ilości obrotów od biegu luzem do pełnego obciążenia wynosi 6% obrotów nominalnych.

Jeżeli charakterystyka regulatora jest linią prostą (rys. 1), to zmiana mocy w funkcji zmiany częstotliwości będzie miała wartość:

$$W = - \frac{W_{\max}}{f_0 - f_v} \cdot \Delta f = - \frac{W_{\max}}{\delta \cdot f_n} \cdot \Delta f = - K \cdot \Delta f$$

gdzie W = moc w kW,

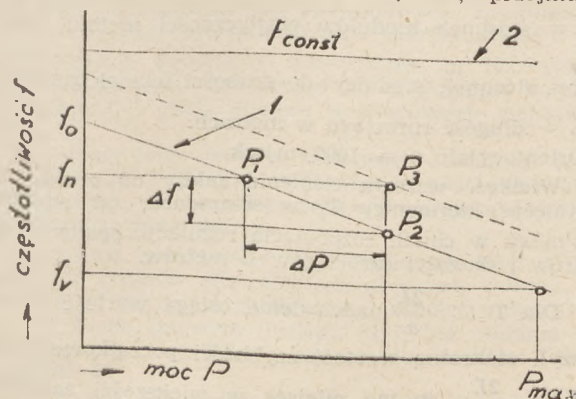
K = stała regulatora.

Widzimy wyraźnie, że przy zmianie mocy ogólnej rozdział obciążeń pomiędzy poszczególne maszyny jest zależny od mocy nominalnej jednostki i stopnia stateczności (δ). Znak ujemny oznacza obniżenie częstotliwości ze wzrostem obciążenia. W wypadku posiadania przez wszystkie maszyny tego samego stopnia stateczności, wzrost obciążenia sieci rozdziela się po zakończonej regulacji proporcjonalnie do mocy znamionowej maszyn.

Tego rodzaju regulacja ma tę wadę, że ze zmianą obciążenia zmienia się trwale częstotliwość, co ze względu na konieczność utrzymania jak najbardziej stałej częstotliwości (praca silników elektrycznych itp.) nie jest pożądane. Zabezpieczamy się przeciwko temu przesuwaniem równoległym charakterystyki regulatora, zmieniając jego stan równowagi w danych warunkach. (Np. jak to wynika z rys. 1, przy wzroście mocy z P_1 (przy częstotliwości nominalnej f_n) do P_2 o wartość ΔP , częstotliwość spadnie do f_2 , a więc Δf . Chcąc utrzymać wartość f_n , przesuwamy charakterystykę tak, że nowej mocy odpowiada punkt P_2 . Przesunięcie charakterystyki odbywa się ręcznie i jasnym jest, że przy większej ilości maszyn pracujących równoległe, taka regulacja pochłania wiele czasu, a co najważniejsze jest kłopotliwa.

Utrzymanie stałej częstotliwości sieci, konieczne ze względów gospodarczych, przy jednoczesnym stosowa-

niu regulatorów statycznych, powierza się maszynie o regulacji astatycznej (izodromowej) (rys. 1 — prosta 2). Taka maszyna nazywana również pilotującą, mając obroty niezależne od obciążenia, przejmując



Rys. 1. Regulacja statyczna i astatyczna.

Krzywa 1: Charakterystyka statyczna

Krzywa 2: Charakterystyka astatyczna

F = częstotliwość F_0 = częstotl. w biegu luzem

F_n = częstotl. nominalna F_v = częstotl. przy pełnym obc.

P = moc turbiny P_{max} = moc maksymalna

P_1, P_2, P_3 = moce chwilowe ΔF = zmiana częstotliwości

ΔP = zmiana mocy

wszystkie wahania mocy w sieci. Pozostałe maszyny są podstawowymi i nie reagują na zmiany obciążenia. Maszyna pilotująca musi być oczywiście odpowiednio wielka.

Należy obecnie pokrótce wyjaśnić wpływ na pracę równoległą poszczególnych czynników wywołujących zakłócenia, czynników mechanicznych, hydraulicznych i elektrycznych.

Mechaniczne przyczyny zakłóceń równowagi

Główną przyczyną zakłóceń równowagi jest działanie regulatora obrotów, który działając samoczynnie, każdorazowo w chwili powstania zmiany stanu (brak równowagi pomiędzy momentem obrotowym i hamującym) wywołuje zmiany stanu w całym systemie hydraulicznym i mechanicznym układu: sztolnia — komora uderzeń — rurociągi — zespół itp.

Działanie regulatora, nieodzwone w generatorach prądu zmiennego dla utrzymania stałej częstotliwości, może być stopniowe lub natychmiastowe, a wywoływane tym działaniem zjawiska są różne w obu wypadkach.

Jeżeli zmiana obciążenia lub mocy maszyny zachodzi stopniowo, czyli w czasie dostatecznie długim dla zapewnienia regulatorom spokojnego poruszenia aparatu wlotowego turbiny, zmiany obrotów nie przekraczają granicy równowagi i czułości regulatora. Ten warunek zostanie spełniony, gdy zmiana momentu obrotowego lub hamującego (inaczej powiedziawszy mocy) ΔW zajdzie w czasie ΔT większym od

$$\frac{\Delta W}{W} T_r$$

gdzie T_r — jest całkowitym czasem pracy regulatora (3—5 sek.),

W — mocą maksymalną turbiny.

W przybliżeniu dojdzie do następującej zmiany szybkości:

$$\Delta n = \frac{\Delta W}{W} n \cdot s \approx \frac{\Delta W}{W} (n_0 - n_1)$$

gdzie n — obroty znamionowe,

$$s = \text{statyzm} = 2 \frac{n_0 - n_1}{n_0 + n_1}$$

n_0 — obroty biegu luzem,

n_1 — obroty przy pełnym obciążeniu.

Jeżeli zmiana momentu hamującego lub obrotowego zachodzi nagle, czyli w czasie niewystarczającym do zadziałania urządzeń regulatora, nastąpi nagle przejściowa zmiana liczby obrotów, a nowa ich wartość ustali się dopiero po pewnym czasie zależnym od wielkości momentu bezwładności mas wirujących oraz od charakterystyk regulatora.

Taki stan nieustalony wystąpi wtedy, gdy zmiana momentu hamującego lub obrotowego powstanie

w czasie ΔT mniejszym od $\frac{\Delta W}{W} T_r$.

Ponieważ w takim czasie nie można doprowadzić w okresie regulacji do zrównoważenia momentu obrotowego M i momentu hamującego M_h , różnica $\pm (M_h - M)$ musi być dodana (+) lub odejta (—) od energii zawartej w masach wirujących. Gdy $M > M_h$ zespół przyspieszy swój bieg, w przeciwnym gdy $M < M_h$ zwolni bieg.

Równowaga (stałe obroty) ustala się aperiodycznie lub po kilku drganiach tłumionych, kiedy wzrost lub zmniejszenie energii mas wirujących wyrówna się poprzez energetyczne wymiany między M i M_h .

Oznaczając przez M_d energię dyspozycyjną $\pm (M - M_h)$ dodającą się lub odejmującą się od energii zgromadzonej w masach wirujących i jak wiadomo proporcjonalną do PD^2 1), przejściowa zmiana

obrotów $(n_{max} - n)$ będzie wyrażona:

$$n_{max}^2 - n^2 = \frac{4 \cdot 9 \cdot 1800}{\pi^2} \cdot \frac{M_d}{PD^2} = 7150 \frac{M_d}{PD^2}$$

(M_d wyrażone w kgm; PD^2 wyrażone w kgm²).

Przy nagłym całkowitym zrzućeniu pełnego obciążenia W (moc maksymalna turbiny jest wyrażona w kW) w założeniu, że moc spada liniowo od W do zera

w czasie T_r pracy regulatora, tak że $M_d = 102 \frac{W}{2} T_r$,

otrzymamy wzór:

$$n_{max}^2 - n^2 = 365.000 \frac{W \cdot T_r}{PD^2}$$

Ze wzoru wynika, że dla utrzymania przejściowej zmiany obrotów w dopuszczalnych granicach (20—30%) należy ustalić wielkość PD^2 w funkcji W i czasu T_r (zwykle 3—5 sek.).

Wartość PD^2 potrzebna dla utrzymania ustalonej granicy zmiany szybkości:

$$PD^2 = \frac{n_{max} - n}{n}$$

będzie:

$$PD^2 = \frac{1800 \cdot g \cdot T_r \cdot W}{\pi^2 \cdot \epsilon \cdot n^2}$$

Ten wzór otrzymujemy podstawiając na $n_{max}^2 - n^2 = 2 \epsilon n^2$, które dla małych wartości ϵ wynosi:

$$\frac{n_{max}^2}{n^2} = 1 + 2\epsilon + \epsilon^2 \approx 1 + 2\epsilon$$

Trwanie stanu przejściowego, czyli pracy nieustalanej, podczas której regulacja doprowadza zespół do obrotów normalnych, zależy od charakterystyk funkcjonalnych regulatora i współczynników tłumienia zakłócenia.

1) Momentem bezwładności mas wirujących J nazywamy sumę mas cząstkowych pomnożonych przez kwadrat odległości od osi obrotu. W praktyce stosujemy zwykle PD^2 będące sumą ciężarów cząstkowych, pomnożonych przez kwadrat podwójnej odległości od osi, czyli że: $PD^2 = 4 gJ$.

Wskaźnikiem dobroci regulatora jest:

- utrzymywanie stałości obrotów,
- utrzymywanie zmian obrotów (przejściowych) w normalnych granicach,
- ustalenie normalnych obrotów aperiodycznie lub drganiem silnie tłumionymi.

Warunek drugi spełnia się poprzez bardzo szybkie działanie na aparat wlotowy i umiejscowienie w zespole wielkich mas wirujących.

Pierwszy i trzeci warunek jest spełniony przez wszystkie nowoczesne regulatory stabilizowane. Takie regulatory posiadają w chwili rozpoczęcia zakłócenia wysoki stopień statyzmu początkowego (jest to nieodzowny warunek dla uzyskania silnego tłumienia), zanikający samoczynnie w końcowej fazie regulacji.

Wszystkie samoczynne regulatory obrotów turbin wodnych działają pośrednio na aparat wlotowy poprzez serwomotory. Serwomotor składa się z cylindra z poruszającym się wewnątrz tłokiem, którego drążek steruje kierownicą (aparat wlotowy). Małe i średnie turbiny posiadają regulację ze stałą objętością, co oznacza, że pompa olejowa utrzymuje w obiegu bez przerwy dostateczną ilość oleju do wykonania pracy regulacji. Wielkie turbiny posiadają regulację ze stałym ciśnieniem, co oznacza, że pompa napędza zbiornik (z poduszką powietrzną), z którego pobiera się olej tylko podczas pracy regulatora.

Podstawową charakterystyką regulatora jest krzywa stateczności, obrazująca zależność pomiędzy obrotami zespołu a mocą oddaną lub otwarciem kierownicy

Regulację nazywamy stateczną, gdy obroty spadają ze wzrostem obciążenia; izodromową — gdy szybkość pozostaje niezmienną; niestałą — gdy obroty wzrastają ze wzrostem obciążenia.

Statecznością lub stopniem całkowitej stateczności regulacji nazywamy wartość s równą różnicy ($n_0 - n_1$) czyli szybkości biegu luzem n_0 i przy pełnym obciążeniu n_1 , odniesioną do szybkości średniej

$$\frac{n_0 + n_1}{2}$$

czyli:

$$s = 2 \frac{n_0 - n_1}{n_0 + n_1}$$

Trwałe działanie regulacji nastąpi wtedy, gdy regulator jest w stanie oddziaływać na zakłócenie, co następuje wyłącznie w regulacji statecznej. W takim wypadku praca oddana lub pochłonięta podczas działania regulatora dzięki mniejszej lub większej energii kinetycznej zakumulowanej w masach wirujących w funkcji mniejszej lub większej szybkości nowego stanu, działa likwidująco na nierównowagę mocy, a więc oddziałuje na zakłócenie.

Hydrauliczne przyczyny zakłóceń równowagi

Okresowe zmiany ciśnień w układzie: komora uderzeń — rurociąg — turbina, są wywołane regulacją. W urządzeniach z wolną komorą, o niskim spadzie, zmiana ciśnienia ogranicza się do kilkunastymetrowej fali w razie zaniku obciążenia i mało znaczącego podciśnienia w razie gwałtownego wzrostu obciążenia. W takich warunkach, nowoczesne regulatory działają niezawodnie. Zakłady zasilane poprzez rurociągi z komorą uderzeń, zaś ogólnie powiedziawszy na większe spadki (powyżej 40—50 m), są poważnie narażone na zakłócenia równowagi podczas regulacji.

Jak wiadomo, zmiany ciśnienia (spadu) w rurociągach mają charakter drgań i rozchodzą się wzdłuż rurociągu ze stałą szybkością a .

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{\epsilon}{E} \cdot \frac{D}{S}}}$$

Czas rozchodzenia się zaburzenia wynosi w takim przypadku $\frac{2L}{a}$ sek.

E = stosunek modułów elastyczności metalu i wody,

$\frac{D}{S}$ = stosunek średnicy do grubości ścianek rurociągu,

L = długość rurociągu w metrach.

Orientacyjnie $a = 1000$ m/sek

Wielkość wzrostu ciśnienia zależy od czasu zamknięcia kierownicy T_r w sekundach, od szybkości V m/sek w chwili rozpoczęcia regulacji, spadku H metrów i długości rurociągów L metrów.

Dla $T < \frac{2L}{a}$ nadciśnienie osiąga wartość $= \frac{aV_0}{g}$

czyli stokrotną wartość szybkości początkowej. Dla

$T > \frac{2L}{a}$, co ma miejsce w większości zakładów, nadciśnienie jest znacznie niższe.

W siłowniach o niskim i średnim spadku, a więc w naszych warunkach, możliwości regulacji bada się wg przybliżonego wzoru:

$$c = \frac{L \cdot V_0}{H \cdot g \cdot T_r}$$

c nazywamy wskaźnikiem charakterystycznym siłowni.

Dla $c < 0,1$ warunki regulacji są doskonałe;

$0,1 < c < 0,2$ warunki regulacji są dobre; PD^2 należy powiększyć o 20% w odniesieniu do wymaganego dla wzrostu szybkości (20—30%);

$0,2 < c < 0,4$ trudne warunki regulacji, nawet przy dodatkowym powiększeniu PD^2 ;

$c < 0,4$ warunki regulacji z odbiorcami oddzielnymi i zmiennym obciążeniem są niemożliwe.

Zmniejszenie c może nastąpić dzięki:

- skróceniu rurociągów,
- zmniejszeniu szybkości wody, poprzez powiększenie średnicy przewodu,
- powiększeniu czasu własnego zamknięcia kierownicy,
- zwiększeniu PD^2 dodatkowymi masami.

Jeżeli nie udaje się tymi sposobami osiągnąć wielkości $c < 0,2$, koniecznej dla dobrej regulacji, należy dodatkowo zastosować w turbinach ciśnieniowych boczne upusty z rurociągów, otwierające się tak, że przepływ w przewodzie podczas zamykania pozostaje niezmienny lub zmniejsza się bardzo wolno. W turbinach Peltona ułatwiamy regulację odchyleniem strumienia.

Rurociągi należy oczywiście łączyć z komorami uderzeń, ustawionymi możliwie blisko turbiny.

Wymiary i konstrukcja komór uderzeń, dla ich prawidłowego działania, muszą zadośćuczynić następującym warunkom:

- znosić bez uszkodzeń zwykłą ciśnień (wartość maksymalna przy nagłym zrzuconiu obciążenia),
- prawidłowo działać w czasie istnienia podciśnienia, spowodowanego fazą ujemną drgań lub nagłym obciążeniem; szczególnie należy wykluczyć możliwość dostania się do rurociągu powietrza,
- wykluczać drgania długotrwałe lub potęgujące się.

Cały szereg metod i sposobów obliczeń umożliwia konstrukcję komór, zapewniających zachowanie powyższych warunków. Omówienie tego zagadnienia wykracza poza ramy artykułu. Chcących bliżej zapoznać się z zagadnieniem odsyłamy do obszernej literatury podanej na końcu.

Elektryczne przyczyny zakłóceń równowagi.

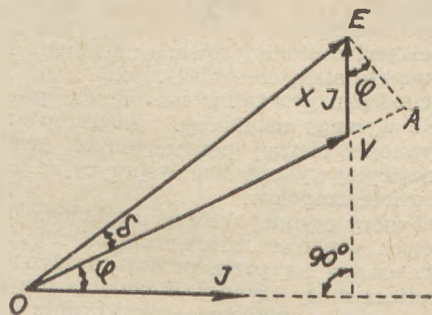
Jak wspomniano, zakłócenie równowagi pracy równoległej generatorów jest spowodowane czynnikami mechanicznymi, hydraulicznymi i elektrycznymi.

Szczególnie przyczyny elektryczne są różnorodne i skomplikowane. Zakłócenia są najczęściej natury zewnętrznej i mają miejsce w dowolnych punktach sieci.

Omówimy więc jedynie zależności kierujące tymi zakłóceniami z punktu widzenia doboru odpowiednich maszyn, celem polepszenia warunków równowagi statycznej i dynamicznej.

Generator przyłączony równolegle do sieci o napięciu V posiada siłę elektromotoryczną (s.e.m.) E , zależną od wielkości obciążenia i współczynnika mocy. W biegu jałowym (luzem), czyli bez oddania na sieć energii, s.e.m. E jest równa co do wielkości i fazy napięciu V .

Otwierając kierownicę turbiny, zespół ma tendencję do przyspieszenia biegu, położenia wirnika ulegnie zmianie w odniesieniu do stojana przez jego przesunięcie do przodu, co z kolei spowoduje przesunięcie się wektora OE o kąt δ (kąt fazowy między polem biegunów a polem wirującym twornika) w odniesieniu do wektora OV (rys. 2).



Rys. 2. Wykres wektorowy

Nowy stan równowagi ustali się, gdy moc oddana przez generator

$$P = V J \cos \varphi$$

będzie równa mocy dostarczanej przez turbinę.

Wektor OE przedstawiający s.e.m. E , odpowiada napięciu V powiększonemu o wewnętrzny spadek napięcia generatora $Z \cdot J = \sqrt{X^2 + R^2} J$. Pomijając oporność czynną R , i uwzględniając wyłącznie reaktancję synchroniczną (wewnętrzną generatora) X , wektor OE będzie sumą wektorów OV i XJ prostopadłego do J .

Z wykresu wektorowego:

$$EA = E \sin \delta = X J \cos \varphi$$

otrzymamy

$$J \cos \varphi = \frac{E \sin \delta}{X}$$

Moc oddana przez generator w funkcji E , V i δ będzie:

$$P = \frac{E \cdot V}{X} \sin \delta$$

W stanie równowagi, czyli podczas powolnych zmian obciążenia, generator będzie pracował w synchronizmie z siecią aż do osiągnięcia swojej mocy maksymalnej $P_{max} = \frac{E \cdot V}{X}$. Jest to stan, w którym $\delta = 90^\circ$. Wektor OE jest prostopadły do wektora OV .

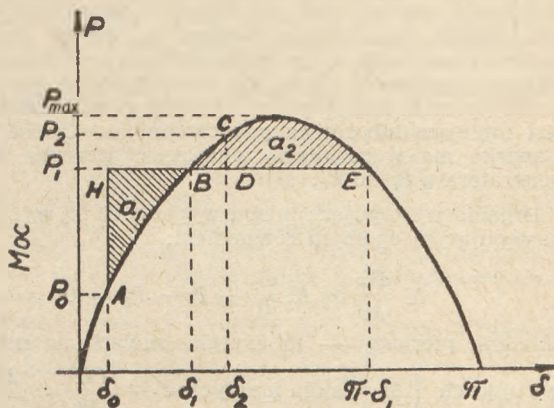
W stanie nieustalonym granica równowagi zależy od zmian mocy i charakterystyk sieci.

Jeżeli system sieciowy pracuje ze stałym napięciem w pewnych punktach, np. u odbiorcy, oznaczając przez X_c opór bierny systemu, czyli sumę oporów

biernych: synchronicznego generatora X , transformatora X_t i zastępczego sieci, moc oddana na sieć będzie:

$$P = \frac{E \cdot V}{X_c} \sin \delta$$

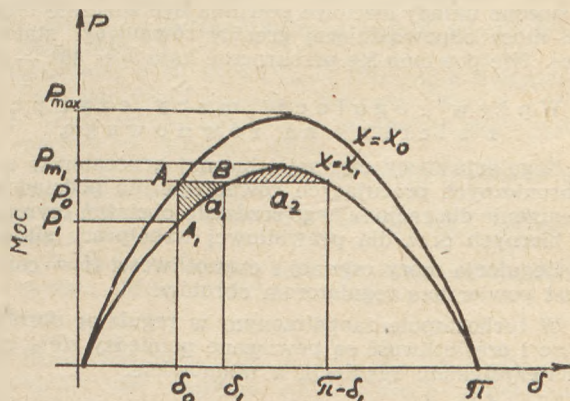
To równanie, sinusoidalne, w układzie współrzędnych prostokątnych δ i P nazywa się krzywą równowagi (rys. 3).



Rys. 3. Krzywa równowagi.

Krzywa pozwala na zbadanie równowagi dynamicznej (w stanie nieustalonym) metodą równych powierzchni. Oznaczając przez P_0 moc początkową (w ustalonym reżimie pracy), odpowiadającą punktowi A , zaś przez P_1 nową wartość mocy, spowodowaną nagłą zmianą przełyku lub spadku, punkt P_0 chwilowej mocy przesunie się z A w prawo. Kąt δ rośnie i po osiągnięciu punktu B i kąta δ_1 (moc P_1) przyspieszenie wywołane różnicą mocy ($\Delta p = P_1 - P_0$) zanika. Dzięki bezwładności, wirnik przesunie się jednak do punktu C odpowiadającego mocy P_2 i kątowi fazowemu między polem biegunów a polem wirującego twornika δ_2 . Następnie kierunek ruchu ulega zmianie i ustala się równowaga, po serii drgań tłumionych. Ruch względny zanika, gdy powierzchnia AHB , odpowiadająca energii zmagazynowanej w wirniku podczas jego ruchu od A do B , jest równa powierzchni BCD odpowiadającej energii oddanej przez wirnik, podczas samego ruchu z B do C . Jeżeli nowa wartość P_1 jest mniejsza od P_{max} , a moc P_2 jest większa od P_1 , równowaga ustali się nawet, gdy $\delta_2 > 90^\circ$. Jeżeli $P_1 > P_{max}$ lub P_2 jest mniejsze od P_1 , kąt fazowy wzrasta i równowaga rozpada się. A więc, aby uniknąć rozpadnięcia pracy równoległej, punkt C winien leżeć powyżej poziomej przechodzącej przez B , zaś granica równowagi musi odpowiadać równym powierzchniom a_1 i a_2 .

Jeżeli nastąpi nagła zmiana oporu biernego (np. podczas zwarć lub uziemień), krzywa równowagi obniży się lub podwyższy w zależności od tego, czy oporność wzrosła czy też zmalała.



Rys. 4. Graficzne wyznaczenie granicy równowagi metodą równych powierzchni.

Np. przy zwarcu ze wzrostem oporności biernej sieci z X_0 do X_1 , punkt A sinusoidy mocy $P_0 = \frac{EV}{X_0} \sin \delta$ przechodzi nagle do A₁, punktu sinusoidy mocy

$$P_1 = \frac{EV}{X_1} \sin \delta_1 \text{ (rys. 4).}$$

Z powodu nieczułości regulacji (moc pozostaje niezmieniona) istnieje obecnie nadmiar energii AA₁, odpowiadający przesunięciu punktu A₁ do B nowego punktu równowagi, o ile wierzchołek krzywej równowagi nowego stanu ($X = X_1$) jest położony wyżej poziomej przechodzącej przez A i gdy powierzchnia a₁ jest mniejsza lub równa powierzchni a₂. Całość tego zjawiska ma w rezultacie charakter wzrostu mocy generatora z P_1 do P_0 .

Drgania występujące w obu wypadkach są wyrażone następującym ogólnym równaniem:

$$M \frac{d^2 \delta}{dt^2} + K_s \frac{d\delta}{dt} + P - P_0 = 0$$

składnik pierwszy — to energia zawarta w masach wirujących ($M = \text{stała kinetyczna} = \frac{PD^2}{4g} \cdot \frac{2\pi n}{60}$)

składnik drugi — to działanie tłumiące ($K_s = \text{współczynnik tłumienia}$).

Celem podwyższenia granicy równowagi dynamicznej i statycznej, należy przy wyborze charakterystyk maszyn dążyć do posiadania:

- niskiej oporności biernej zwarcia, a co zatem idzie wysokiego współczynnika zwarcia, gdyż w takim wypadku powiększając wzbudzenie czyli s.e.m. E, przy tej samej mocy maleje kąt — co powoduje powiększenie granicy równowagi,
- niskiej oporności biernej rozproszenia, gdyż w pierwszej chwili zakłócenia tylko ona oddziałuje tłumiąco,
- wysokiego nasycenia w biegunach, co powiększa wzbudzenie,
- dużego momentu synchronizującego, dzięki zastosowaniu uzwojeń kompensacyjnych ułożonych w żłobkach występow biegunowych,
- dużego momentu bezwładności mas wirujących, gdyż zmiana kąta jest odwrotnie proporcjonalna do momentu bezwładności,
- szybkiego odwzbudzenia (specjalne układy wzbudnic i szybkodziałające regulatory napięcia); stała czasu wzbudnicy musi być niska, zaś stała czasu wirnika wysoka,
- wysokiego stopnia czułości regulatorów obrotów, tak aby oddziaływały one natychmiast na moment obrotowy,
- niskiej oporności biernej transformatora podwyższającego lub blokowego,
- przekątników i wyłączników szybkodziałających z powtórny samoczynnym załączaniem.

Moc nominalna generatorów zasilających wielkie i złożone układy sieciowe powinna być znacznie niższa od mocy odpowiadającej granicy równowagi statecznej. Nie powinno się przekraczać kąta $\delta = 40^\circ - 50^\circ$.

Wpływ regulacji mocy czynnej i biernej na równowagę.

Regulacja mocy czynnej i biernej generatorów synchronicznych pracujących równolegle ma podstawowe znaczenie dla racjonalnego rozdziału obciążeń czynnych i biernych oraz dla prawidłowej współpracy siłowni.

Regulacja mocy czynnej i częstotliwości ($f = \text{const.}$) jest powierzona regulatorom obrotów.

W turbozespołe zaopatrzonym w regulator obrotów, moc i częstotliwość są powiązane pomiędzy sobą charakterystykami regulacji, a mianowicie:

$$s = 2 \frac{f_0 - f_1}{f_0 + f_1} = \text{stateczność regulacji,}$$

przy czym $f = \text{częstotliwość w biegu luzem,}$

$f_1 = \text{częstotliwość przy obciążeniu znamionowym,}$

$W = \text{moc znamionowa,}$

$$K = \frac{W}{S \cdot \frac{f_0 + f_1}{2}} = \frac{W}{f_0 - f_1} = \text{stała regulatora.}$$

Zmiany częstotliwości (Δf) i mocy (Δw) są powiązane w następujący sposób:

$$\Delta f = - \frac{\Delta w}{K_0} \text{ zaś } \Delta w = - K_0 \Delta f$$

gdzie $K_0 = K_1 + K_2 + \dots + K_n$ jest charakterystyką układu.

Rozdział obciążeń pomiędzy poszczególne jednostki pracujące równolegle zależy od nachylenia linii przedstawiającej stopień stateczności regulacji. Im wyższy jest stopień stateczności, czyli im większe jest nachylenie krzywej, tym mniejsze będą zmiany obciążenia ze zmianą częstotliwości.

Dla zachowania odpowiednich obrotów, a więc i częstotliwości, regulatory są zaopatrzone w urządzenie do nastawienia obrotów na pewną wartość. Następuje równoległe przesunięcie charakterystyki regulacji, pozwalające na dowolną zmianę liczby obrotów bez naruszania stopnia stateczności.

Urządzenie zmiany liczby obrotów w połączeniu z układem obrotowym regulatora umożliwia tzw. regulację „pośrednią”, w odróżnieniu od regulacji „bezpośredniej” dokonywanej przez rzeczywisty regulator, która jeżeli jest zautomatyzowana umożliwia regulację izodromową (ze stałą częstotliwością).

Regulacja kilku generatorów lub siłowni pracujących równolegle wymaga ustalonego programu rozdziału mocy czynnej i biernej poszczególnych generatorów tak, aby najlepiej wykorzystać dyspozycyjne przepływy oraz sprawność zespołów.

Rozdział mocy czynnej według ustalonego programu i określonych wielkości, niezależnie od regulacji częstotliwości, osiąga się przez prostą koordynację działania regulatora mocy czynnej. Regulacja bezpośrednia regulatora obrotów wykonuje samoczynnie regulację częstotliwości, zaś regulacja pośrednia działa na moc.

Pomijając stałość częstotliwości, wymienione zadanie osiąga się wprost poprzez regulację bezpośrednią, koordynując stateczność regulatorów poszczególnych jednostek i siłowni, tak że generatory obciążają się ściśle według ustalonego programu.

Np. współpraca siłowni przepływowej (w której należy wykorzystać naturalne przepływy) z siłownią zbiornikową polega na dobraniu takich charakterystyk regulacji, aby charakterystyka siłowni przepływowej kończyła się tam, gdzie zaczyna się charakterystyka siłowni zbiornikowej. Regulatory siłowni przepływowej działają więc przy nieco wyższej częstotliwości, co jest równoznaczne z przejmowaniem obciążenia generatorów siłowni zbiornikowej dopiero wówczas, gdy generatory siłowni przepływowej są w pełni obciążone lub turbiny przerabiają przełyk nominalny.

Podobnie przedstawia się sprawa w siłowni z zainstalowaną turbiną Kaplana i śmigłową. Ze względu na ostrą charakterystykę sprawności turbiny śmigłowej, reguluje ona na nieco wyższą częstotliwość, tak że turbina Kaplana obciąża się dopiero wtedy, gdy śmigłowa jest już w pełni obciążona.

W siłowniach posiadających komorę uderzeń z samoczynnym ogłanicznikiem przełyku typu pływakowego należy ustawić regulatory na obroty nieco wyższe od odpowiadających częstotliwości sieci tak, aby stale dążyły do otwierania kierownicy, aż do granicy zakreślonej przez ogranicznik.

Dobre warunki równowagi pracy siłowni współpracujących można uzyskać tylko przy stosowaniu regulatorów izodromowych ze zmienną statecznością. Taka regulacja zapewnia utrzymanie stałych obrotów i silne tłumienie drgań.

Rozdział obciążeń według ustalonego programu pomiędzy współpracujące siłownie wymaga zróżnicowania stateczności regulatorów tak, aby działając na

charakterystyki (przesuwanie w układzie współrzędnych) można było zespoły lub siłownie dowolnie obciążać. Tego rodzaju system regulacji nazywa się „regulacją częstotliwości i mocy”.

Do tego systemu regulacji nadają się regulatory, w których serwowator jest sterowany urządzeniem watomierzowym.

W układach sieciowych opisany system regulacji może mieć za zadanie utrzymywanie stałej mocy przesyłowej z jednej sieci do drugiej. Wystarczy zaopatrzyć dla całej sieci tylko jedną siłownię (siłownia pilotująca) w urządzenie regulujące moc.

Pierwsze rozwiązania regulacji mocy wymiennej pomiędzy sieciami polegały na zastosowaniu przekątnika, który w wypadku zmiany częstotliwości związanej ze zmianą przepływu energii wymiennej, działał na regulację pośrednią, nadawał charakterystykę astatyczną siłowni pilotującej tej sieci, w której nastąpiła zmiana stanu i wymiany mocy.

Był to jednak system niedoskonały, gdyż dosyć zresztą powolna regulacja następowała dopiero po zmianie stanu i zareagowaniu przekątnika na zmianę częstotliwości oraz wielkości mocy przepływającej z jednej sieci do drugiej.

Nowe układy regulacyjne reagują równocześnie na zmianę obrotów i mocy, a poza tym oddziałują na regulację bezpośrednią, która jest 30 razy szybsza niż pośrednia.

Mając dwie sieci A i B połączone we wspólny system, umieszcza się w siłowni pilotującej sieci A tego rodzaju regulator astatyczny, oddziałujący na zmianę mocy wymiennej. W sieci B umieszczamy zwykły regulator o charakterystyce astatycznej, oddziałującej na zmianę mocy swojej sieci (pozostałe zakłady danej sieci są zaopatrzone w regulatory o charakterystyce statycznej pracujące programowo).

Jeżeli np. obciążenie sieci B wzrośnie, to częstotliwość jej zmaleje i regulatory systemu będą dążyć do powiększenia mocy. Zmieniając jednak moc sieci A, zmienia się wielkość mocy wymiennej. Zadziała wówczas regulacja bezpośrednia, która przeciwstawia się działaniu regulatora obrotów przyłączonego równolegle. Równowaga ustali się z chwilą doprowadzenia do normalnej częstotliwości przez regulator sieci B.

Absolutne warunki równowagi regulacji są spełnione gdy:

$$s_0 < s$$

przy czym:

s_0 — stopień stateczności regulatora obrotów połączonego z regulatorem bezpośrednim częstotliwość — moc,

s — stopień stateczności regulatora obrotów, zainstalowanego w sieci posiadającej tylko regulację częstotliwości.

W wypadku, gdy badany system składa się z dwóch sieci A i B, w których:

P_A — moc siłowni pilotującej z bezpośrednią regulacją mocy,

$P_{A1}, P_{A2}, P_{A3}, \dots$ — moce siłowni pracujących programowo,

P_B — moc siłowni z regulacją obrotów,

$P_{B1}, P_{B2}, P_{B3}, \dots$ — obciążenie siłowni pracujących programowo,

s_0 i s — jak wyżej,

warunki równowagi regulacji zostaną spełnione, gdy:

$$s_0 < \frac{m_0}{m} s$$

przy czym:

$$m_0 = \frac{P_A}{P_{A1} + P_{A2} + P_{A3}} \quad m = \frac{P_B}{P_{B1} + P_{B2} + P_{B3}}$$

Do wykonania regulacji mocy biernej wystarczy skoordynować działanie regulatora napięcia z regulatorami mocy czynnej tak, aby moc bierna pochłonięta przez sieć była rozdzielona pomiędzy poszczególne jednostki,

zgodnie z ustalonym programem. Program najczęściej polega na pracy z wysokim współczynnikiem mocy (mała moc bierna) siłowni oddalonych od odbiorców energii. Zadanie dostarczenia mocy biernej i regulacji napięcia mają siłownie bliskie lub, co jest jeszcze lepsze, kompensatory synchroniczne.

Ten rodzaj regulacji zapewnia zmniejszenie strat w sieci, utrzymanie stałego napięcia u odbiorców, a podczas zakłóceń wyklucza jej opóźnienie.

Tym wymaganiom odpowiadają nowoczesne regulatory napięcia — szybko działające, z układem kompensującym, przyłączone do obwodów wzbudzenia z odpowiednio dobranymi charakterystykami.

Astatyczne regulatory napięcia, pracujące w systemach zrównoważonych, mają za zadanie utrzymywanie stałego napięcia niezależnie od obciążenia generatora. Następuje więc w nich kompensacja działania wzbudzającego lub odwzbudzającego wirnika.

Do spełnienia tego zadania wystarczą regulatory oporowe (typu Neufeld-Kuhnke) z szybko działającym serwowatorem lub regulatory Tirrilla.

Systemy sieciowe rozległe lub złożone wymagają stosowania regulatorów szybko działających z kompensacją, która ma następujące zadania:

- utrzymywać stałe napięcie generatora na jego zaciskach lub w dowolnym punkcie sieci,
- rozdzielać moc bierną na poszczególne jednostki, proporcjonalnie do mocy czynnej lub według ustalonego programu,
- szybko działać w stanach nieustalonych lub przy samowzbudzeniu.

Pierwszy warunek spełniamy przez wprowadzenie do regulatora składowej prądowej, którą otrzymujemy przez stworzenie obrazu wektorowego spadku napięcia w dowolnie wybranym punkcie.

Drugi warunek spełniamy regulatorami statycznymi skompensowanymi (czyli o zmiennym statyźmie i regulacji niezależnej od wielkości wzbudzenia) działającymi tak, że generatory pracują z tym samym współczynnikiem mocy lub w zależności od położenia siłowni. Np. w sieci zasilanej z kilku siłowni wodnych i ciepłych trzeba, celem zmniejszenia strat w liniach, zaopatrzyć każdy regulator w charakterystykę o zmiennym statyźmie, umożliwiającą pracę generatorów z tym wyższym współczynnikiem mocy, im większa jest ich odległość od odbiorców. Siłownie bliskie dostarczają mocy biernej pochłanianej w sieci.

Trzeci warunek spełniamy urządzeniami umożliwiającymi szybkie przewzbudzenie generatorów podczas zakłóceń wywołanych wzrostem obciążenia, lub odwzbudzenie w wypadku nagłego odciążenia lub przecięcia spowodowanego samowzbudzeniem.²⁾

Zagadnienia równowagi pracy generatorów, ich regulacji i współpracy są niezwykle ważne, toteż znalazły odzwierciedlenie w bogatej literaturze fachowej, której kilka przykładów przytaczamy:

F. F. Gubin — Ispolizowanie wodnoej energii. Moskwa. 1936.

F. F. Gubin — Hidroelektriceskije stanciji. Moskwa. 1949.

A. A. Morozow — Ispolizowanie wodnoej energii. Moskwa. 1948.

R. Oldenburg i G. Sartorius — Dinamika awtomatyczeskowo regulirowania. Moskwa. 1949.

B. I. Domanskij — Wwiedienie w awtomatiku i telemechaniku. Moskwa. 1950.

I. I. Sołowiew — Awtomatizacija energeticeskich sistem. Moskwa. 1950.

Kyser — Die elektrische Kraftübertragung. Springer. 1940.

Dalla Verde — Le grandi linee di trasmissione della energia. Milano. 1947.

²⁾ Samowzbudzenie jest to zjawisko polegające na pojawianiu się napięcia na zaciskach generatora, wzbudzonego, załączonego luzem na rozległą sieć. Zjawisko to jest spowodowane pojemnością całego układu i może przybierać niebezpieczne rozmiary dla całości urządzenia.

Przegląd wydawnictw

ZAMKNIĘCIE KORYTA RZECZNEGO NARZUTEM KAMIENNYM Z MOSTU PONTONOWEGO

Na budowie jednego z węzłów wodnych w ZSRR dokonano zamknięcia koryta rzeczne go za pomocą narzutu kamiennego z mostu pontonowego.

W pierwszym etapie robót pod ciłą grodzę w lewej części koryta zbudowano jaz o niskich progach. Po rozbiórce grodzę przepływ rzeki skierowano przez światła jazu i przystąpiono do zamknięcia prawej części koryta.

Z powodu znacznej chyżości wody w tej części koryta, wyłożono grubą warstwą aluminium (do 10 m), przykrywającą pierwotne skalne podłoże, zdecydowano zamknąć tę część koryta narzutem kamiennym i po utworzeniu się powolnego ruchu wody wykonać budowę grodzę.

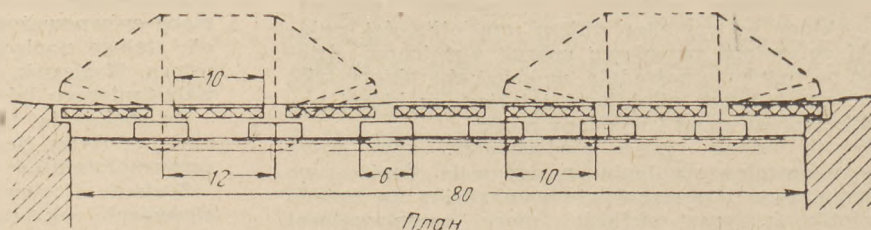
Zamknięcie koryta narzutem kamiennym wykonano z mostu pływającego wg projektu inż. I. E. Podruckiego. Most pływający (rys. 1) w silnie zwężonej części koryta posiadał długość 80 m. Do jego budowy zastosowano 6 pontonów metalowych o długości 25 m i szerokości 6 m. W środkowej części i na rufie pontonów zbudowano kaszyce, na których w środkowej części pontonów umieszczono metalowe kratownice o rozpiętości 10 m i wysokości 1 m. Na kratownicach i kaszyczach wykonano pomost z belek, oszalowany deskami.

Przyjęta szerokość jezdni mostu 14 m dawała możliwość samochodom z wywrotką, po wjeździe na most wykonania obrotu oraz podjechania wstecznym biegiem do krawędzi pomostu i zrzucania kamienia do rzeki. Kamień zrzucano z samochodów nie tylko z kratownic mostu ale i z rufy pontonów, gdzie — jak wyżej powiedziano — również był zbudowany pomost na kaszyczach. Kratownice ustawiono w środkowej części pontonów,

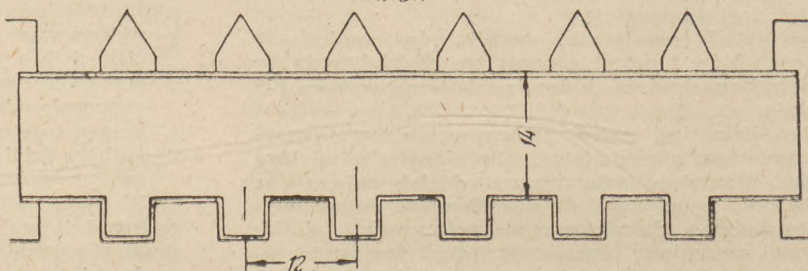
Kratownice były obliczone na równoczesne wyładowanie na każdym prześle 3-ch samochodów wywrotek typu ZIS — 585 lub jednego typu MAZ. Na skutek braku na budowie żelaza płaskiego, kratownice były wykonane ze stali korytkowej, dwuteówek i kątowników, przy tym podpory i zastrzały były spawane bezpośrednio z poprzeczkami.

Na każdym prześle ułożono po 6 kratownic w od-

Общий вид моста



План



Разрез

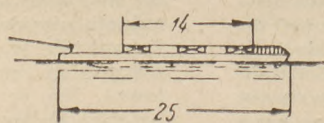
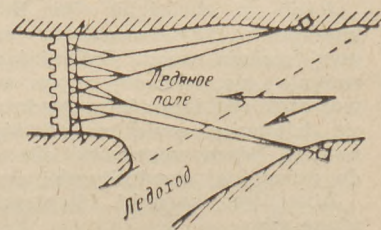
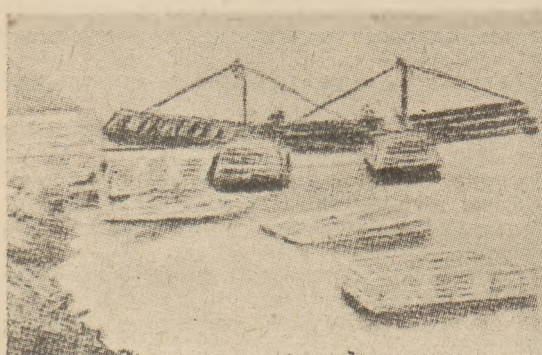


Схема расположения моста



Rys. 1.

ległości 3,25 m jedna od drugiej, umocowanych po dwie poprzecznymi i przekątnymi więzami. Między każdą parą kratownic ułożono swobodnie poprzecznicę z dwuteówek z ograniczającymi je kątownikami, co stwarzało potrzebną przy deformacji mostu ela-

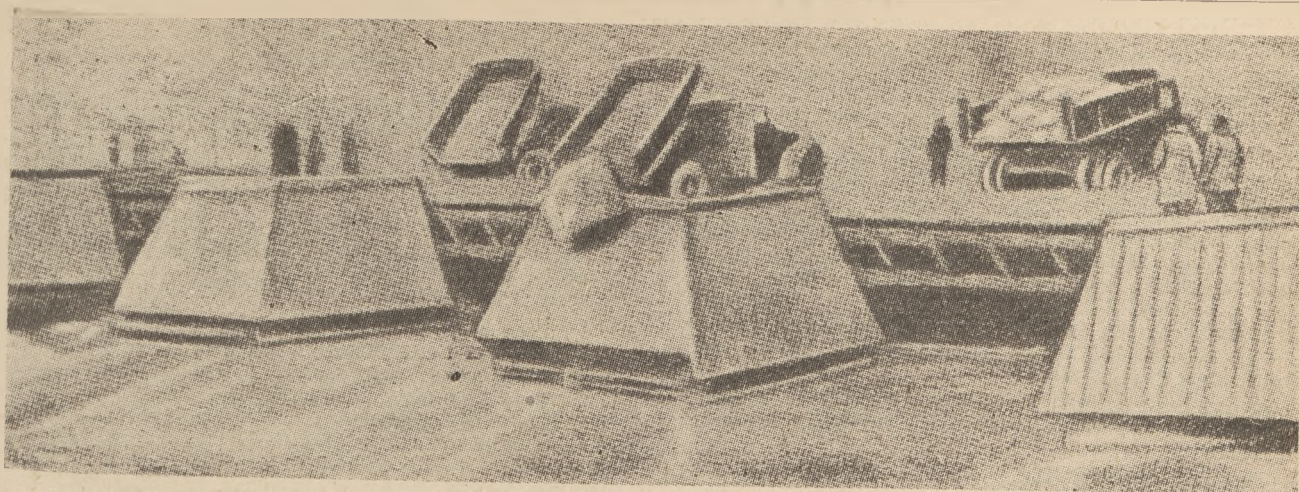


Rys. 2.

a nie na rufie, a to celem uniknięcia dużego zanurzenia. Wskutek tego narzut kamienny w planie wyglądał początkowo zygzakowato.

Rozmieszczenie kratownic na końcu rufy oczywiście ułatwiłoby zrzut, lecz równocześnie mogłoby spowodować trudności przy zamknięciu koryta.

styczność całego systemu. W częściach oporowych kratownic również ułożono dwuteówki z ograniczającymi kątownikami, przy tym między nimi a oporowymi częściami pontonów pozostawiono luzy. Stwarzało to ruchomość kratownic przy nachyleniu pontonów



Rys. 3

w chwili wjazdu maszyn na przęsło, a także przy niektórych odkształceniach mostu w planie.

Regulowania mostu dokonywano przy pomocy ściągaczy linowych. Ponieważ poziom wody w rzece w miarę postępu narzutu powinien być podnosić się do góry, skrajne przęsła miały nachylenie od przyczółków brzegowych w kierunku do środka mostu, tak aby w miarę podnoszenia się poziomu wody kratownice te mogły początkowo przyjąć poziome położenie, a następnie uzyskać nachylenie odwrotne, tj. od środka mostu do brzegów. Przyjęta prosta konstrukcja ruchoma podpór całkowicie to umożliwiała.

Pontony pomiędzy sobą były zmcowane ściągaczami rurowymi na czopach i umieszczonymi na krzyż linami drucianymi, co zapewniało niezmiennosc wzajemnych odległości, a równocześnie stwarzało pożądaną elastyczność układu. Na obu brzegach rzeki były ułożone ankry, przy tym od każdego z nich szły dwie 28-milimetrowe liny druciane, do których umocowano liny idące do dziobów pontonów.

Celem przyspieszenia ustawienia całości most był podzielony na 3 sekcje. Dwie sekcje brzegowe były złożone z dwóch pontonów i trzech przęsł, przy czym skrajne przęsła były podniesione przy pomocy masztów, ustawionych na pontonach. Środkowa sekcja składała się z 2 pontonów i przęsła między nimi.

Przed zmontowaniem mostu, poszczególne jego sekcje były odholowane na górną wodę. Montaż rozpoczęto od ustawiania lewobrzeżnej sekcji, a następnie dalsze przęsła z przeciwwagą opuszczono na właściwe podpory (rys. 2). Poszczególne sekcje mostu spławiano z prądem wody na elektrycznych wyciągach, kierując tą akcją z kutrów. Ponieważ montaż mostu odbywał się przed wypuszczeniem wody, w otwory jazu, roboty były prowadzone tylko podczas dziennej zmiany.

Po zmontowaniu mostu i ułożeniu pomostu rozpoczęto narzut kamienny w bieżącą wodę. Obliczenie zrztu dokonano wg metody prof. S. W. Izbasza. Przeprowadzone zamknięcie koryta jeszcze raz potwierdziły efektywność tej metody.

Narzut rozpoczął się przed wypuszczeniem wody w otwory jazu i dlatego był prowadzony stosunkowo wolno. Kamień ładowano przy pomocy ekskawatorów, przy tym wymiary kamienia były dosyć różnorodne (dużo drobnych) co jednakże nie było istotne, dopóki odsypywano pierwsze partie. Po wypuszczeniu wody do przepustów jazu rozpoczął się intensywny zrzt. Oprócz ekskawatorów wprowadzono do roboty autokrany, przy pomocy których ładowano duże kamienie sztuczne (rys. 3).

Intensywny zrzt trwał 7 dni, przy tym w ciągu ostatnich 2 dni pracowało 80 automaszyn. Ogółem za-

sypano 8.000 m³, przy tym poszczególne kamienie miały wymiary powyżej 1 m. Najwyższy zrzt wynosił 1,5 m. Zamknięcie koryta odbyło się późną jesienią. Niedługo potem rozpoczął się jesienny ruch łodów i przed mostem pontonowym utworzyło się pole lodowe. Po kilku poruszeniach lodu przed mostem założyły liny stalowe. Pod naporem lodu most deformował się w planie, ale liny wytrzymały napór. Dzięki elastyczności konstrukcji most nie uległ poważniejszym uszkodzeniom i zamknięcie koryta przeprowadzono pomyślnie do końca.

Po przeprowadzeniu prawej części koryta rozpoczęto rozbiórkę mostu pontonowego. Dźwigary kratowe były zdjęte przy pomocy dźwigu, poruszającego się po nasypnym bankiecie. Po zdjęciu dźwigarów pontony zostały wciągnięte na lód za pomocą wyciągów.

Zastosowanie mostu pontonowego do zamknięcia koryta rzeki narzutem kamienia w bieżącą wodę wykazało, że metoda ta daje pomyślne wyniki nawet w bardzo trudnych warunkach. Przewagą tej metody w porównaniu z budową mostu stałego na kaszyczach, prócz poważnej oszczędności jest szybkość montażu mostu. Jest to okoliczność niezwykle ważna na rzekach żeglownych, gdzie na okres zrztu, przy zamknięciu koryta, może być przeznaczony bardzo krótki czas. („Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo“ Nr 4/51)

TRS

WYKORZYSTANIE SAPROPELI JEZIOROWYCH DO WYROBU BRYKIETÓW

W czasopiśmie radzieckim „Za Ekonomju Topliwa“ Nr 7 z 1950 r. ukazał się artykuł inż. Czeczulina pt. „Uproszczony sposób wyrobu brykietów z miału węglowego i torfowego“. Autor opisuje sposób brykietowania miału węglowego i torfowego za pomocą sapropele (produktów gnicia roślin wodnych pod wodą bez dostępu powietrza), osiadających na dnie zbiorników wody.

Zasadniczą kwestią w technice brykietowania jest sprawa doboru taniego, znajdującego się na miejscu, niedeficytowego lepiszcza, które przy minimalnych kosztach i łatwości produkcji dostarczy produkt trwały, łatwopalny i wodoodporny. Używane dotychczas: smoły, płynne szkło i tłusta glina są to przeważnie materiały deficytowe względnie drogie, wymagające znacznych kosztów przy produkcji brykietów i nie zawsze dające produkt wysokiej jakości.

Zastępuje na uwagę sposób brykietowania za pomocą sapropele, zastosowany przez Laboratorium Wschodniego Naukowo-Badawczego Instytutu Wykorzystania Paliwa w ZSRR. Nowy uproszczony sposób brykietowania miału węglowego i torfowego w mieszaninie z sapropelem jezior syberyjskich, zastosowany w laboratorium, może być również stosowany w skali przemysłowej.

Użyte sapropele były produktem o masie jednolitej, galaretowatej, o znacznej zawartości wilgoci (do 90%) i o następującym składzie chemicznym: około 6,7% wodoru, do 54,5% węglików z dużą ilością pierwiastków lotnych; były więc one paliwem o własnościach cieplnych od 3675 do 5340 kcal/kg oraz produktem miejscowym, dotychczas jeszcze nie eksploatowanym.

Do brykietowania został użyty miął węglowy (także węgla brunatnego) i miął torfowy. Technika brykietowania była następująca: miął o granulacji od 0 do 5 mm mieszano z sapropelą w stosunku objętościowym 1:1. Stosunek wynosił: 90% miału i 10% sapropeli. Mieszanka ta bez dalszej przeróbki była brykietowana bez użycia pras lub znacznego nacisku. Proces brykietowania polegał na:

- wykonaniu cylindrów, sześciaków lub graniastosłupów w matrycach z blachy żelaznej z naciskiem ręcznym,
 - wyrobie ręcznym kłul,
 - wycięciu łopatą brykietów z masy ułożonej na powierzchni w postaci warstwy lub wałka.
- Brykiety posiadały następujące kształty i wymiary:
- kule o średnicy od 25 do 75 mm,
 - cylindry $d = 35 - 75$ mm, $h = 40 - 50$ mm,
 - sześciaki o wymiarach od 35 do 50 mm,
 - graniastosłupy $10 \times 25 \times 35$ do $35 \times 50 \times 75$ mm.

Otrzymane w ten sposób brykiety były suszone na powietrzu lub sztucznie, a następnie poddane badaniom, które dały następujące wyniki:

- Brykiety posiadały dostateczną wytrzymałość mechaniczną. Przy rzucaniu z wysokości 1,5 m na podłogę cementową rozbiły się dopiero po 4—8 rzutach. Po 10-krotnym przesypywaniu 100 szt. brykietów z naczynia do naczynia z wysokości 1 m — całych brykietów otrzymywano 72—90%. Mechaniczna wytrzymałość brykietów zmniejszała się przy zwiększeniu domieszki sapropeli przy stosowaniu gruboziarnistego miálu i przy większych rozmiarach brykietów. Z punktu widzenia mechanicznej wytrzymałości najodpowiedniejsze pod względem formy i wymiarów okazały się brykiety: kule 35—40 mm, sześciaki 35—40 mm, cylindry o $\varnothing 40$ mm, $h = 40$ mm, graniastosłupy $25 \times 25 \times 50$ mm.
- Brykiety posiadały dodatnie cechy termiczne; przy spalaniu na rusztach zachowywały swą formę.
- Brykiety posiadały dostateczną wodoodporność. Przy zanurzeniu do wody torfo-sapropelowych brykietów na 8 godzin — jedynie zewnętrzna powierzchnia brykietów uległa pewnemu pęcznieniu i zmięczeniu. Po wysuszeniu na wolnym powietrzu brykiety odzyskiwały poprzedni wygląd. Przy zanurzeniu węglowo-sapropelowych brykietów pęczniały one lecz zachowywały swą formę. Jedynie tylko brykiety z grubszego miálu traciły formę i rozpadały się.

Z powyższego opisu nasuwają się wnioski, że brykietowanie za pomocą sapropeli posiada następujące cechy dodatnie:

- Wykorzystuje się materiał miejscowy i wyklucza konieczność użycia materiałów deficytowych.
- Wyklucza się konieczność uprzedniej obróbki miálu (suszenie, podgrzewanie, dozowanie itd.), co upraszcza proces brykietowania.
- Niepotrzebne jest stosowanie znacznych ciśnień i użycia prasy.
- Dla wyrobu brykietów w skali przemysłowej wystarczy maszyna do podziału ciasta, używana w przemyśle spożywczym.
- Jakość brykietów jest odpowiednia dla celów opałowych.

Jeżeli powyższe uwagi zainteresują fachowców geologów, to może uda się znaleźć sapropele odpowiadające przytoczonemu powyżej warunkom, co przyczyniłoby się korzystnie na eksploatacji naszych jezior (np. Mazurskich). Sam wyrób brykietów z lepiszczem z sapropeli, sądząc z powyższego opisu, jest bardzo łatwy.

(„Za Ekonomju Topliwa“ Nr 7/1950).

Inż. L. Dykowski

NOWE METODY USZCZELNIANIA DŃA W DOPROWADZALNIKACH I ZBIORNIKACH

Nieprodukcyjne straty wody w związku z przesiąkaniem w doprowadzalnikach i zbiornikach budowanych w celu nawodnienia mogą być znaczne i zastosowanie pewnych zabiegów, zmniejszające te straty należy obecnie w ZSRR do normalnych czynności melioratora.

Jeden ze sposobów uszczelnienia dna zbiornika lub rowów polega na sztucznym wytworzeniu na nim warstwy glejowej.

Procesy glejowe w glebie zwykle zachodzą w wyniku przemian naturalnych w związku z anaerobowym rozkładem masy organicznej, co powoduje odtlenianie związków żelazowych i degradację ich do żelazawych. Przebieg tego zjawiska tłumaczymy sobie różnicami w zapelnianiu się por glebowych wilgocią. Pory drobne zapelniają się szybciej i są odcięte od dostępu powietrza wtedy, gdy pory większe nie zostały jeszcze całkowicie zamknięte i są zdolne do dalszego pochłaniania odtlenionej wody, która osadza w nich związki żelazawe. Warstwa glejowa wyróżnia się w profilu glebowym swą siną barwą wskazującą na to, że występujące w nim związki żelaza znajdują się w formie odtlenionej. Poziomy glejowe zależnie od składników mineralnych zawartych, w doprowadzonej wodzie prowadzą do wytwarzania w glebie nieprzepuszczalnych ławic wapiennych lub żelazistych w postaci orsztyków i rud darniowych. Warstwy glejowe przy dopływie wód ubogich w składniki mineralne tracą zawarte w nich połączenia i przetwarzają się w białawe zbite pasy bez domieszek żelaza lub wapna. Materiał glebowy wyjęty z tego poziomu w postaci zbitej twardej masy rozsypuje się w stanie suchym po uderzeniu w drobny biały proszek. Zatem sztuczne wytworzenie poziomu glejowego w warunkach przesączania się wody może zahamować infiltrację głębną, a osiągnięcie tego celu jest dość łatwe, gdyż niezbędnym materiałem jest w tym wypadku tylko masa organiczna, w której przebiegają procesy anaerobowe, wymagające dla swego rozwoju tylko odpowiedniej temperatury od 5—10° do 20°C.

Jako niezbędną masę organiczną możemy wykorzystać każdą roślinę trawiastą, na przykład siano lub nawet słomę, chwasty, odpadki lnu, konopi, słonecznika itd.

Bakterie anaerobowe zawsze znajdują się w glebie i w sprzyjających warunkach szybko rozwijają się. Odtlenianie podłoża następuje wskutek nasycenia gleby przesączającą się wodą i dynamicznym rozwojem procesów anaerobowych nad strefą działalności bakterii anaerobowych.

Technicznie tym sposobem uszczelniania podłoża odbywa się jak następuje:

Na obwodzie zwilżonym kanału lub zbiornika układa się warstwę 5—7 cm mieszaniny masy roślinnej z ziemią w stosunku wagowym 1:10 („warstwa czynna“), którą przykrywa się lekko 10 cm warstwą gleby. Następnie zbiornik zwilżamy celem nasycenia wodą ułożonego materiału i podłoża. W sprzyjających warunkach, tj. przy temperaturze gleby ponad 10°C, 3—4 tygodniowe zwilżanie powoduje energiczny anaerobowy rozkład masy roślinnej i obfite wydzielanie się gazów (wodoru, siarkowodoru i metanu), a hamuje infiltrację wody.

Wykonane w ZSRR doświadczenia połowe odbywały się w rowach 0,7—0,9 m głębokich, o szerokości dna 0,4 m i nachyleniu skarp 1:1,5 w lekkiej glebie gliniastej, której współczynnik przepuszczalności przed glejowaniem wahał się w granicach 3—5 x 4—10 cm/sek. Po wytworzeniu się warstwy glejowej współczynnik ten zmniejszył się kilkadziesiąt razy. Osiągnięty efekt utrzymywał się stałe, gdy gleba była zwilżona. W okresie odwodniania rowu przepuszczalność podłoża wzrastała, a następnie po zwilżeniu osiągała poprzednią wartość. Czynna warstwa glejowa grubości 5 cm składała się z mieszaniny słomy z wyjętą z wykopu ziemią w stosunku objętościowym 1:5 i wagowym 1:10. Mieszanka ta była przykryta warstwą ochronną zwykłej ziemi z wykopu. W glebach próchno-

nicznych warstwa glejowa spowodowała zmniejszenie się infiltracji średnio 47 razy.

Poza glejowaniem wykonane są również w ZSRR doświadczenia mające na celu mechaniczne uszczelnianie skarp doprowadzalników i dna zbiorników. Mechaniczne uszczelnianie może być wykonane za pomocą wałowania, trambowania i wibracji. Wałowanie gruntów w tym wypadku eliminujemy, gdyż nie zabezpiecza ono dostatecznego uszczelnienia. Metoda wibracji gruntów również nie dała pozytywnych wyników, dlatego doświadczenia oparły się na trambowaniu gruntów.

Technicznie mechaniczne uszczelnianie wykonuje się dwoma sposobami:

- 1) trambowanie podstawy doprowadzalnika (rys. 1).
- 2) trambowanie zwilżonego obwodu kanału (rys. 2).

Pierwszy sposób jest o tyle prosty i łatwy do wykonania, że mogą tu być wykorzystane maszyny używane przy budowie dróg. Uszczelnienie działa przez 6—7 lat i mniejsza infiltrację do 25 razy. Stroną ujemną tego sposobu jest to, że ponowne spulchnienie gruntu jest dość trudne.

Maszyna do trambowania zwilżonego obwodu kanału składa się z 3 ogniów, z których dwa trambują skarpy, a trzecie dno. Wysokość skoku poszczególnych ogniów wynosi 0,5—1,0 m, waga od 1500 do 3000 kg. Wydajność maszyny 270 mb na godzinę, moc silnika 80 KM. Maszyna przesuwa się na gąsienicach.

(Gidrotechnika i Mielioracja, nr 9 1951).

L. S.

K R O N I K A

SPRAWOZDANIE ZE ZJAZDU NAUKOWO-TECHNICZNEGO SEKCJI GŁÓWNEJ DRÓG WODNYCH STOWARZYSZENIA INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW KOMUNIKACJI

W dniu 20 grudnia 1951 r. w Domu Technika w Warszawie, odbył się Zjazd Branżowy Naukowo-Techniczny, zorganizowany przez Sekcję Główną Dróg Wodnych Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji, poświęcony sprawom użeglowienia Wisły.

Na Zjazd przybyli W. Minister Żeglugi L. Bielski i Prezes S. I. T. Kom. W. Minister Kolei inż. Z. Baliński.

W Zjeździe wzięło udział 63 uczestników reprezentujących instytucje i przedsiębiorstwa zainteresowane drogami wodnymi.

Otwarcia Zjazdu dokonał W. Minister inż. Z. Baliński, który w swym przemówieniu podkreślił rolę Stowarzyszenia Inż. i Techn. Kom., które organizując zjazdy naukowo-techniczne, powoduje się pełnym zrozumieniem wagi stawianego zagadnienia technicznego i jego należytych rozwiązaniem dla potrzeb socjalistycznej rozbudowy kraju.

Z rezolucji powziętej na IV Walnym Zjeździe Delegatów w Szczecinie w 1950 r. wynika, że Stowarzyszenie musi „stać twardo i zdecydowanie w szeregach polskiej klasy robotniczej w walce o zrealizowanie Planu 6-letniego” oraz winno „inicjować i realizować w życiu codziennym zdobycze postępu technicznego”. Zakres prac dzisiejszego Zjazdu poświęcony użeglowieniu Wisły powinien być powiązany ściśle z planem rozwoju dróg wodnych na najbliższe 10-lecie, winien być podstawowym motywem dyskusji. Kompleksowy plan rozwoju dróg wodnych został już opracowany przy wkłaskiwej i szczerej współpracy kolegów radzieckich. Na tle tego planu szlak wodny Wisły, jako drogi wodnej, nabiera specjalnego znaczenia. Dlatego też wytyczne z obrad w formie wniosków powziętych na Zjeździe będą miały duże i zasadnicze znaczenie dla ustalenia nowych, oszczędniejszych metod budowy, pociągających za sobą w stosunku do dotychczas stosowanych metod, wielomilionowe oszczędności”.

W zastępstwie nieobecnego w Warszawie przewodniczącego Sekcji Głównej Dróg Wodnych inż. Riedla obradom przewodniczył inż. Sykurski.

Referat zasadniczy pt. „Nowoczesne typy budowli regulacyjnych na tle użeglowienia środkowej i dolnej Wisły” wygłosił inż. St. Czernik, koreferat — inż. Wł. Nawarski. Referat i koreferat zamieszczone są w niniejszym numerze na innym miejscu.

Po wygłoszeniu referatu i koreferatu, głos zabrał W-Minister Bielski, zwracając uwagę na uchwałę Prezydium Rządu z dn. 15 września 1951 r., która nakłada obowiązek opracowania do dnia 15 stycznia 1952 r. 10-letniego programu budowy dróg wodnych w Polsce. W-Minister Bielski zwrócił się z apelem do uczestników Zjazdu o przedyskutowanie planu 10-letniego dróg wodnych, ze szczególnym uwzględnieniem sprawy braku kadr technicznych i szkolenia tych kadr, która to sprawa wymaga głębszego zastanowienia się.

W dalszym ciągu obrad głos zabrał powtórnie Przewodniczący S. I. T. Kom. W-Minister Baliński, dzieląc się z zebranymi doświadczeniami innych Sekcji Stowarzyszenia. Poza zagadnieniami, które nam życie stawia jako nagłe i pilne, istnieją zagadnienia długofalowe, gdzie chodzi o rozpracowanie problemów. Zagadnienia te wymagają stworzenia jednostki naukowej, która by, głębiej i daleko naprzód sięgając, opracowała zagadnienia problemowe. Ministerstwo Żeglugi rozwiązuje to przez rozszerzenie Biura Studiów i Projektów, które poszczególne zagadnienia rozpatruje, jednak już w niedalekiej przyszłości — może za rok lub dwa — życie wysunie potrzebę stworzenia instytutu naukowo-badawczego, specjalnie dla zagadnień dróg wodnych śródlądowych. Zagadnienie kolejniactwa posunęło się tak daleko, że kwestia tworzenia naukowego instytutu dla rozpatrywania wielkich problemów komunikacyjnych staje się rzeczą pilną. Instytut ten chociaż z wielkimi trudnościami, ale już powstał.

Stworzenie instytutu badawczego dla dróg wodnych będzie zadaniem Ministerstwa Żeglugi, jednak Stowarzyszenie nasze musi się nastawić w kierunku rozpatrzenia tematyki zagadnień, w celu dopomożenia Ministerstwu w konkretyzowaniu tych celów.

Po przemówieniu W-Ministra Balińskiego, Przewodniczący Zjazdu otworzył dyskusję, której streszczenie oraz uchwalone wytyczne i dezyderaty zamieszczone są na str. 000 niniejszego zeszytu.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — Inż. M. CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: Inż. Z. MIKULSKI, Inż. K. PUCZYŃSKI, Inż. A. RIEDEL, Inż. T. SUSZCZEWSKI, Inż. J. WOKROJ Inż. Z. SOCHOŃ,

REDAKTOR TECHNICZNY: JÓZEF IŻYCKI

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

Konto PKO I-19873/110

W. S. P.

w

Gdańsku

021

C-III-557

PWH 3105/Gk-Gd./30