

WYDZIAŁ SZKOLENIA PEDAGOGICZNEGO
W GDAŃSKU

38

GOSPO DARKA WODNA



Nr 9
1956

MIESIĘCZNIK POŚWIECONY SPRAWOM
GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Inż. Kazimierz Nowakowski — Ścieki z zakładów hutnictwa żelaznego	Str. 375
Zygmunt Rybicki — Nowe ustawodawstwo wodne Republiki Czechosłowackiej	377

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Inż. Tadeusz Dubrowin — Oddziaływanie lasu na odpływ w zlewni Dunajca	379
Inż. Maciej Kryński — W sprawie metody obliczania płyt w konstrukcjach hydrotechnicznych	382
Inż. Mieczysław Wesolowski — Możliwości zastosowania napędu gazogeneratorowego w taborze rzeczny	389
W sprawie artykułu prof. R. Rosłońskiego „Średnie miesięczne wielkości parowania w dorzeczu Wisły i kilku jej dopływach z okresu 1925/26 — 1936/37”	391

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Inż. Witold Chramiec — Wodociąg z Pilicy dla Okręgu Łódzkiego	393
---	-----

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Inż. Stanisław Iwanicki — W sprawie warunków technicznych wykonywania robót ziemnych przy budowie rurociągu	395
Inż. Bogdan Dybiński i inż. Elgiusz Gaj — Kilka uwag dotyczących budowy rurociągu goczałkowickiego	400
Inż. Aleksander Kowalski — Remont śluzy w Paniewie na kanale Augustowskim	401
Inż. Stanisław Grzebała — Zastosowanie elementów prefabrykowanych w budownictwie wodnym	403
XXV Międzynarodowe Targi Poznańskie a rozwój mechanizacji w budownictwie wodnym — Z. D.	407
PRZEGLĄD WYDAWNICTW	412
KRONIKA	413
BIULETYN INSTYTUTU MELIORACJI I UŻYTKÓW ZIELONYCH	419

Fotografia na okładce przedstawia polskiej konstrukcji koparkę przedsiębiorczą o pojemności łyżki 0,25 m³ produkcyjnej Z.B.U.P. im. I. Waryńskiego w Warszawie.

СОДЕРЖАНИЕ

- Сточные воды промышленных предприятий черной металлургии.
- Новое водное законодательство в Чехословакии.
- Влияние леса на сток воды в бассейне реки Дунаец.
- По вопросу метода расчета плит в гидротехнических конструкциях.
- Возможности применения газогенераторного привода в речном подвижном составе.
- По вопросу статьи проф. Рослоńskiego „Средние месячные величины испарения в бассейне реки Вислы за период 1925—1937 г.
- Водопровод из реки Пилы для Лодзинского Округа.
- По вопросу технических условий исполнения земляных работ при постройке трубопровода.
- Несколько замечаний касающихся постройки Гочалковичского трубопровода.
- Краткий очерк одного шлюза и возникших на нем аварий.
- Применение prefabricированных элементов в гидротехническом строительстве.
- Забивка в грунт свай и брусев шпунтовых стенок при помощи вибрации.
- XXV Международная Ярмарка в Познани и прогресс механизации в гидротехническом строительстве.
- Хроника.
- Бюллетень Института Мелиораций и Зеленых Угодий.

SOMMAIRE

- Les eaux usées des établissements de sidérurgie.
- Nouvelle Législation Hydraulique en Tchécoslovaquie
- Influence des forêts sur l'écoulement de l'eau dans le bassin de la rivière Dunajec
- Au sujet de la méthode du calcul des plaques dans les constructions hydrauliques
- Possibilité d'application de la commande gazogène dans le matériel flottant fluvial
- Au sujet de l'article du prof. Rosłoński „Les grandeurs annuelles et mensuelles d'évaporation dans le bassin de la Vistule à la période des années 1925 — 1937”
- Conduite d'eau de la rivière Pilica pour la région de la ville Łódź
- Au sujet des conditions techniques d'exécution des travaux de terrassement dans la construction d'une conduite
- Quelques remarques concernant la construction de la conduite de Goczałkowice
- Réparation d'une écluse à Paniewo
- Application des éléments prefabricés dans les constructions hydrauliques
- XXV-me Foire Internationale à Poznań et le développement de la mécanisation dans les constructions hydrauliques
- Revue des publications techniques
- Chronique
- Bulletin de l'Institut d'Amélioration Agricole de la Culture des Prés et des Pâturages

CONTENTS

- Sewages or Iron Metallurgy Establishments
- New Water Legislation in Czechoslovakia
- Influence of forests on the runoff in the reception basin of Dunajec
- In the matter of the method of plates calculation in Water Engineering Constructions
- Possibilities of application of the gas generating drive in the river floating stock
- In the matter of prof. Rosłoński's article „Annual and monthly evaporation magnitudes in the reception basin of the river Vistula during 1925 — 1937”
- Water pipe of the river Pilica for the Łódź region
- In the matter of technical conditions of the earth works execution in the construction of a water pipe
- Some remarks concerning the construction of the Goczałkowice water pipe
- Reparation of a lock of Paniewo
- Application of prefabricated elements in Water Engineering Constructions
- The XXVth International Fair in Poznań and the mechanisation development in Water Engineering Constructions
- Review of Technical Publications
- Chronicle
- Bulletin of the Agricultural Melioration and Grasslands Institute

GOSPODARKA WODNA

M I E S I Ę C Z N I K

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XVI

WARSZAWA, WRZESIEŃ 1956 R.

Nr 9 (118)

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. KAZIMIERZ NOWAKOWSKI

Ścieki z zakładów hutnictwa żelaznego

W niniejszym artykule zobrazowaliśmy w skrócie gospodarkę wodno-ściekową w hutach podległych Centralnemu Zarządowi Przemysłu Hutniczego, wskazując na najważniejsze zagadnienia związane z polepszeniem niedocenionego i niedoinwestowanego stanu tejże gospodarki. Pogląd zyskałby na wyrazistości po objaśnieniu bilansami dla wód ściekowych, np. dla fenoli, przeprowadzanymi badaniami, szczegółowymi analizami ścieków i wód zużytych, planami dozbrojenia inwestycyjnego i innymi pracami, które wykonuje się w zakładach, aby likwidować szkodliwe skutki ścieków niedostatecznie oczyszczonych. Mamy nadzieję, że w nieprzerwanym ciągu prowadzone prace w tej dziedzinie przyczynią się do osiągnięcia naszych zamierzonych celów.

Zagadnienie wód odpływowych (ścieków) odprowadzanych do odbiorników z zakładów hutnictwa poza teren fabryczny jest w obecnej chwili bardzo aktualne i powinno być rozwiązane w ciągu 5-letniego planu inwestycyjnego (1956–1960). W tym czasie powinny być wykończone wszelkie prace wstępne i dokumentacyjne, umożliwiające przystąpienie do budowy nowych urządzeń z gospodarki ściekowej, jak też i do wykonania uzupełnień budowlanych w istniejących urządzeniach oczyszczania wód poprodukcyjnych.

Głównym powodem ujemnego bilansu wody, przydatnej do picia i celów gospodarczych oraz przemysłowych, jest przede wszystkim zanieczyszczenie rzek przez ścieki z osiedli oraz ścieki z zakładów przemysłowych, wpuszczane do wód powierzchniowych wbrew przepisom i obowiązującym ustawom, z których wymienimy następujące:

- Ustawa wodna z dn. 19.IX.1922 r. (Dz. U.R.P. Nr 62 poz. 574 z 1928 r. i Nr 110, poz. 976 z 1932 r. oraz Nr 22 poz. 146 z 1939 r.).
- Ustawa z dn. 7.III.1932 r. o rybołówstwie (Dz. U.R.P. Nr 35 poz. 357 z 1932 r.; Nr 87 poz. 58 z 1938 r.).
- Okólnik Ministra Przemysłu i Handlu Nr 4 z dn. 3.II. 1947 r. oraz z dn. 18.VIII.1948 r. w sprawie zakładania i utrzymania przez zakłady przemysłowe urządzeń ściekowych i oczyszczających.
- Zarządzenie Prezesa Rady Ministrów z dn. 25.VI. 1954 r. w sprawie zastosowania środków zapobiegawczych zanieczyszczania ściekami wód powierzchniowych.
- Zarządzenie Ministra Hutnictwa z dn. 30.III. 1954 r. w sprawie zabezpieczenia przed wpuszczaniem do sieci kanalizacyjnych i zbiorników wód powierzchniowych ścieków zawierających związki fenolowe, kwasy i inne szkodliwe substancje.
- Uchwała Nr 668/55 Prezydium Rządu z dn. 20.VIII. 1955 r. w sprawie ochrony wód przed zanieczyszczeniem oraz zapobiegania szkodliwemu działaniu ścieków i ich gospodarczego wykorzystania.

Wody ściekowe przemysłu hutniczego i przyczyny zastoju rozbudowy urządzeń gospodarki wodnej

Hutnictwo należy do jednych z największych odbiorców wody, ale i zarazem do największych producentów wód zużytych wpuszczanych do zbiorników publicznych, tj. do wód powierzchniowych i innych lub do urządzeń kanalizacji komunalnych. Poza

ściekami sanitarno-fekalnymi, oczyszczonymi przeważnie w lokalnych urządzeniach (Omsy-Chambeau), odprowadza się ścieki zawierające głównie zanieczyszczenia mechaniczne, chemiczne, organiczne i inne trujące substancje. Mogą one naruszać w dużym stopniu równowagę biologiczną danego odbiornika i powodować zakłócanie procesu samooczyszczania się wody.

Jakość i ilość ścieków odprowadzanych poza obręb fabryczny zakładu zależy od:

- położenia zakładu w stosunku do źródeł zaopatrywania (blisko rzeka) zakładu w wodę przemysłową oraz od ich trwałości, wydajności i zasobowości,
- układu i zastosowanego systemu obiegów wodnych chłodzących oraz sprawności urządzeń oczyszczających wody poprodukcyjne,
- charakteru wytwórczości, wielkości urządzeń produkcyjnych zakładów i ich wyposażenia w urządzenia pomocnicze, jak np. kombinaty hutnicze, huty przetwórcze, surowcowe, specjalne itp.

Centralny Zarząd Przemysłu Hutniczego (CZPH) obejmuje obecnie 12 hut, z których większość położona jest na terenie województwa stalinogrodzkiego. Ilość odprowadzanych zużytych wód i ścieków do rzek waha się w dużych granicach od 300 m³/dobę do 72 000 m³/dobę, co zależy od zasobności źródeł wodnych, z których zaopatruje się huta w wodę i od zastosowanego systemu dla obiegu wód chłodzących (otwartego czy zamkniętego).

W składzie ścieków hutniczych znajdujemy zanieczyszczenia: pyły wielkopieczowe w dużej ilości, zendra w zawiesinie, koloidalne substancje pochodzące z terenu i otoczenia, następnie związki kwasowe, jak siarkowodór, amoniak i inne sole mineralne, siarczki, tłuszcze i oleje mineralne, ponadto substancje trujące, jak fenole, rodanki i cyjanki. Głównymi źródłami tych wód ściekowych są podstawowe urządzenia produkcyjne i ich urządzenia pomocnicze, jak wielkie piece i płuczki gazu wielkopieczowego, spiekalnie, mokra granulacja żużla, koksownie, stalownie i czadnice do wytwarzania gazu, odlewnie, walcownie różnego typu z wytrawialniami, siłownie z kotłowniami, laboratoria itd.

Możemy ogólnie powiedzieć, że w zakładach przemysłu hutniczego poza ściekami fekalnymi produkujemy różnego rodzaju ścieki o zmiennej ilości i stężeniu związków chemicznych i organicznych, o różnej twardości, zasadowości, kwasowości i własnościach charakteryzujących ich źródło pochodzenia (np. zimne, gorące, brudne itp.). W związku z tym, w każdym zakładzie hutniczym powinny być zbudowane odpowiednie jakości i konstrukcji urządzenia oczyszczające, dla całkowitego zapewnienia likwidacji szkodliwych zanieczyszczeń zawartych w ściekach, a szczegółowo określonych Rozporządzeniem Ministra Gospodarki Komunalnej z dn. 2.IX. 1950 r. (Dz. U.R.P. Nr 41 poz. 371). W interesie hutnictwa leży, by tego rodzaju ścieki były unicestwiane z uwagi na wywoływanie korozji w urządzeniach oraz działania szkodliwego na materiały i konstrukcje budowlane (np. fundamenty).

Niestety jednak dotychczasowe urządzenia gospodarki ściekowej w hutach nie zostały w minionym okresie należycie rozbudowane i znajdują się na niskim poziomie. Jest wiele powodów, które złożyły się na ten stan, w szczególności brak specjalnej komórki w biurze projektowym „Biprohut” w Gliwicach, brak metod do

skutecznego opanowywania ścieków chemicznie zanieczyszczonych oraz zawierających związki organiczne (jak fenole). Przede wszystkim zaś, do obecnego stanu zanieczyszczeń rzek przyczyniło się forsowanie w 6-letnim planie inwestycyjnym budownictwa produkcyjnego, z pominięciem urządzeń energetyki, do których należy gospodarka wodno-ściekowa. Budownictwo wodne w hutach w tym czasie ograniczało się do koniecznych, fragmentarycznych urządzeń, wyjętych z całokształtu zagadnień wodnych, stanowiących integralną część podstawowego obiektu produkcyjnego (np. obieg wodny i zbiorniki osadzące dla wód powrotnych).

Trzeba stwierdzić, że pogląd ten był niewłaściwy i następstwem tego jest, że gospodarka wodna w zakładach rozwiązana jest wadliwie, posiada duże braki w urządzeniach, brak rezerw i urządzeń mechanizacji pracy.

Radykalnie odmienne zapatrywanie w stosunku do rozbudowy urządzeń gospodarki wodno-ściekowej wyrażone zostało w Uchwale Nr 668/55 Prezydium Rządu, której wyjątki podajemy niżej. Ministrowie lub Centralne Zarządy, którym podlegają zakłady pracy odprowadzające ścieki, obowiązani są do należącego rozwiązania zagadnienia oczyszczania ścieków w ramach ich resortu i do wzmoczenia nadzoru nad przestrzeganiem przez podległe zakłady obowiązujących przepisów normujących sprawę oczyszczania i odprowadzania ścieków oraz zwalczania ich szkodliwości działania (§ 1). Projektowanie budowy, przebudowy lub modernizacji, lub rozbudowy zakładów pracy, odprowadzających ścieki do wód powierzchniowych, bez racjonalnego rozwiązania zagadnienia oczyszczania zabezpieczającego przed szkodliwym działaniem ścieków, jest niedopuszczalne (§ 3). Zabrania się uruchamiania zakładów pracy odprowadzających zanieczyszczenia i szkodliwe ścieki do wód powierzchniowych bez równoczesnego uruchomienia oczyszczania tych ścieków (§ 5). Zobowiązuje się ministrów do wprowadzenia budowy tych urządzeń do projektu planu robót i inwestycji i do zasadniczego rozwiązania w latach 1956—60 zagadnienia gospodarki ściekowej w podległych zakładach pracy, w oparciu o wyniki prac badawczych (§ 6f).

Uchwała ta jednocześnie stanowi podstawę dla rozwinięcia nowej organizacji gospodarki wodą w kraju i w każdym zakładzie pracy oraz daje podstawę do zwiększenia personelu potrzebnego do stałej obsługi czułych urządzeń ściekowych, nienależycie utrzymywanych w ruchu, co jest koniecznością, by dane urządzenie pracowało wydajnie i z największą sprawnością. Również Uchwała nakłada na instytuty obowiązek rozwiązywania gospodarki ściekowej.

Pogląd na skład jakościowy ścieków

Dotychczas stosowane urządzenia w hutnictwie (osadniki) dla wydzielania mechanicznych zanieczyszczeń są nie wystarczające i muszą być dobrożone dodatkowymi, dla wylapywania oleju, smarów, zendry, miarek, zawiesziny, pyłastej itp.

Dużą grupę ścieków szkodliwych, które przed ich wpuszczeniem do odbiornika powinny być całkowicie scentralizowane, stanowią ścieki kwaśne (pH poniżej 7) z wytrawialni walcowni. Neutralizacja tych ścieków jest na nielicznych urządzeniach przeprowadzona w sposób niedostateczny, z braku właściwych urządzeń i nie mieści się w granicy dopuszczalnych wartości pH (od 6,5 do 8,5). Właściwe rozwiązanie zagadnienia polega na przeróbce ich na siarczan żelazowy lub siarczan amonu. Odzysk tych cennych produktów niestety nie we wszystkich zakładach hutnictwa może mieć zastosowanie, z uwagi na rozrzucone wytrawialni po zakładzie. Występujące w nielicznych ilościach w wodach produkcyjnych cyjanki i rodanki, mimo ich własności toksycznych, musimy zaszerzować do grupy ścieków nieniebezpiecznych. Stwierdziłmy bowiem analizami chemicznymi ich nieobecność lub co najwyżej ślady w ściekach odprowadzanych poza teren fabryczny. Zjawisko zanikania ich w ściekach odprowadzanych poza teren fabryczny tłumaczą się tymi okolicznościami, iż po połączeniu się, co z reguły ma miejsce z wodami obiegowymi chłodzącymi, następuje ich znaczne rozcieńczenie. Następnie po procesie zmieszania się z nieproporcjonalnie wielką ilością wód obiegowych (duże rozcieńczenie) i zetknięciu się z atmosferą w basenach otwartych, szkodliwy wpływ ich całkowicie jest zneutralizowany lub zlikwidowany.

Poważną ilościowo i szkodliwą grupę ścieków hutnictwa stanowią wody zafenolowane albo ścieki, które istnieją niemal w każdym zakładzie, posiadającym:

- czadnice produkujące gaz zimny,
- koksownie i oddziały węglopochodne,
- stalownie korzystające z gazu czadnicowego gorącego.

Należy wspomnieć ponadto, iż są huty, które otrzymują nieznaczne ilości fenoli (ok. 7 mg/l) w wodach dostarczanych im do celów przemysłowych — przez inne zakłady hutnicze. Do takich należy

np. huta Florian, którą zaopatrują w wodę huta Pokój wodami odpływowymi zużyłymi oraz huta Batory, korzystająca z wody rzeki Rawy. Na ogólną produkcję fenoli w zakładach CZPH ponad 3 100 kg/dobę po odzysku ponad 1 600 kg/dobę i niszczeniu sposobami doraźnymi, spuszcza się do rzek około 98 kg/dobę, tj. około 3‰. Dla odzysku fenoli pracują obecnie 2 odfenolownie.

Hutnictwo rozporządza wieloma środkami do doraźnego niszczenia wód zafenolowanych, a mianowicie wody zafenolowane o rozmaitym stężeniu:

- w hutach surowcowych używa się do gaszenia koksu w obiegu zamkniętym,
- w innych zakładach przetłacza się na hałdy z żużla wielkopiecowego lub ze stalowni, względnie złożonych z popiołów z kotłowni materiałów z oczyszczalni gazu wpiecowego, rozlewni, granulacji, żużla, itp.,
- przetłacza się te wody na tereny rozlewiskowe, nie posiadające odpływów powierzchniowych,
- używa się do nawilżenia węgla kotłowego i popiołów, wpuszcza się do obiegów chłodniczych, przy niskich stężeniach np. z forterów.

Natomiast próby używania wód fenolowych do granulacji żużla nie powiodły się (huta Bierut). Również w niektórych zakładach wprowadza się te wody w małej ilości do kanalizacji ścieków miejskich.

Zakłady nie posiadające dogodnych warunków spuszczenia części wód zafenolowanej z wodami ściekowymi do rzek, tak że zawartość fenoli w ściekach odpływowych do rzek dorzecza Wisły nie przekracza 2 mg/l, do wód dorzecza Odry ok. 0,14 do 15 mg/l.

Jak dotąd, rezultaty prowizorycznych zabiegów są dodatnie, lecz stosowanie ich nadal grozi poważną katastrofą dla Wisły i Odry. Zakłady bowiem nie posiadają dodatkowych urządzeń ochronnych, jak zbiorników o dużej pojemności, by w wypadku awarii w urządzeniach produkcyjnych uchwycić stężone wody zafenolowane do zamagazynowania i następnie odprowadzania ich stale w ciągu doby w ilościach mniejszych, nieszkodliwych dla odbiornika. Zagadnienie unieszkodliwienia ścieków przemysłowych zawierających związki fenolowe nie jest jeszcze dotychczas wystarczająco na skalę fabryczną rozwiązane.

Z doświadczeń wynika, że przebieg likwidacji fenoli można podzielić na trzy główne fazy:

- oczyszczanie wstępne, mające na celu oddzielenie zawieszin opadalnych smół i olejów,
- odfenolowanie jako odzysk cennego fenolu,
- oczyszczanie końcowe dla likwidacji fenoli resztujących z odfenolowni i innych urządzeń.

Nadmienić należy, że w przypadku istnienia w ściekach emulsji olejowych i smół, samo ostatnie nie wystarcza i trzeba stosować filtrację ścieków lub koagulację (siarczan glinu, siarczan żelaza). Do metod, w których niszczy się związki fenolowe, zaliczyć należy gaszenie koksu — spalanie ścieków użytych do nawilżania podmuchu w czadnicach, spalanie węgla nawilżanego w kotłowniach, w końcu spalanie w specjalnych piecach, o ile skład dysponuje gazem nadmiarowym (np. z wielkich pieców na 1 m³ wody fenolowej potrzeba ok. 1 000 N m³/gazu).

Ścieki o małej zawartości fenoli w połączeniu ze ściekami miejskimi mogą być oczyszczane na oczyszczalniach biologicznych, o złożach kalibrowanych, zraszanych lub przy pomocy osadów czynnych na urządzeniach Imhoffa. Biologiczne niszczenie fenoli wymaga starannej obsługi urządzenia, przy czym ważna jest temperatura ścieków i stężenie oraz stosunek ilości ścieków fenolowych do fekalnych, w celu wytworzenia odpowiednich warunków dla wychowania i rozwoju bakterii. W jednej z hut została zbudowana stacja biologiczna, lecz nie może być uruchomiona z powodu braku wstępnego oczyszczenia wód fenolowych z czadnic. Po uzupełnieniu robót inwestycyjnych, co nastąpi w okresie 1956/57, stacja ta zostanie oddana do eksploatacji jako obiekt badawczy. Żadna z metod stosowanych (ekstrakcja, korzystanie z własności sorpcyjnych popiołów, ozonizacja i działanie dwutlenku chloru poza biologicznym oczyszczaniem ścieków) nie daje całkowitej likwidacji fenoli. Zakłady przemysłowe położone w bliskości siebie, np. na terenie GOP, zamierzają wybudowanie wspólnej odfenolowni dla przeróbki wód zafenolowanych. Dokumentacja takiej centralnej odfenolowni znajduje się obecnie w opracowaniu.

Do odbiornika mogą być spuszczone ścieki, w których zawartość fenoli nie przekracza granicy 0,011 mg/l, dlatego też — przy tak niskiej dopuszczalnej granicy — w praktyce nie przychodzi tak łatwo dobranie metody niszczenia fenoli na skalę fabryczną. Z uwagi na pozostałą resztującą ilość fenoli (od 100 do 1000 mg/l), zachodzi konieczność ich likwidacji.

W dzisiejszej zatem sytuacji nieustalenia dokąd praktyczne metody i konstrukcji urządzenia, zakłady przemysłowe, dążąc do

wprowadzenia coraz oszczędniejszej inwestycyjnej i ruchowej gospodarki, nie mogą się świadomie angażować w kosztowne robienie eksperymentalnych doświadczeń. Tę pracę powinny przejąć instytuty naukowe lub zakłady naukowe, które, współpracując nad praktycznym rozwiązaniem skomplikowanego zagadnienia ściekowego, powinny ostatecznie narzucić zakładom odpowiednie, doświadczalnie wypróbowane urządzenia, z opracowaną do nich dokumentacją.

Likwidacja fenoli sposobami doraźnymi w hutnictwie jest bardzo znaczna. Przykładem może być huta Kościusko, która przed uruchomieniem odfenolowni była największym producentem fenoli (zawartość ich na odpływie ścieków do kanału kolektora kanalizacji m. Chorzowa tzw. „Suez” wynosiła do 30 mg/l). Ponieważ maksymalna ilość wypuszczanych ścieków wynosiła do 18 000 m³/dobę, przeto ilość odprowadzanych fenoli poza teren fabryczny do rzeki Kawy wynosiła 640 kg/dobę. W obecnym okresie niszczenia odzysku fenoli urządzeniami prowizorycznymi, zawartość fenoli w ściekach na odpływie waha się w granicach 1 do 2 mg/l, czyli maksimum 36 kg/dobę. Stanowi to 5,6% całej ilości poprzednio spuszczonej fenoli. W okresie 5-letniego planu inwestycyjnego gospodarka wodno-ściekowa huty Kościusko będzie zakończona i spodziewać się należy znacznej poprawy pod względem likwidacji ścieków zanieczyszczonych zawiesiną, smarami itp., natomiast zagadnienie fenolowe niestety nie będzie rozwiązane ostatecznie i przedstawiać się będzie następująco: ilość wody odfenolowanej wynosi 20 m³/godz., o zawartości 300–400 mg/l, co daje fenoli 6 kg/godz.; ilość wody zafenolowanej z chłodni końcowych wynosi 8 m³/godz., o stężeniu 1 700 mg/l, co daje 13,6 kg/godz., razem zatem fenoli 19,6 kg/godz. Licząc się z 30% stratą fenoli w obiegu, pozostanie do zniszczenia 13,72 kg/godz., czyli przy średnim odpływie do kanału 750 m³/godz. zawartość fenoli wyniesie 18,3 mg/l. Po wykonaniu programu inwestycji ilość ścieków odpływowych spadnie do ok. 100 m³/godz., wobec czego stężenie fenoli ulegnie wyższe i znacznie przekroczy granicę dozwolonej zawartości. Aby uniknąć komplikacji należy zbudować dodatkowe urządzenie do niszczenia fenoli na drodze chemicznej albo biochemicznej. Inne pozostałe wody fenolowe byłyby wykorzystywane w dalszym ciągu do gaszenia koksu, co jednak ze względów zurowatnych nie powinno być stosowane.

Wnioski

Przedstawiając pogląd na stan gospodarki wodno-ściekowej w zakładach hutnictwa żelaznego, dla przyspieszenia rozwiązania podstawowego zagadnienia gospodarki narodowej, jakim jest ochrona wód przed zanieczyszczeniem, przede wszystkim należy zrationalizować i zmodernizować gospodarkę wodno-ściekową w poszczególnych zakładach przemysłowych. W 5-letnim planie inwestycyjnym 1956–60 powinny znaleźć się wszystkie te roboty, urządzenia i budowle wodne, które związane są:

- z oczyszczaniem wód obiegowych, ścieków odpływowych z zakładów poza teren fabryczny do odbiorników publicznych lub komunalnych urządzeń kanalizacyjnych, odpowiadających

pod względem składu przepisom Ministerstwa Gospodarki Komunalnej z dnia 2.I. 1950 r. i Zarządzeniu Ministerstwa Ilutnictwa Nr 144/54 z dn. 30.III. 1954 r. oraz dostosowanych do Uchwały Nr 688/55 Prezydium Rządu i do przepisów o ochronie wód przed zanieczyszczeniem i zapobieganiu szkodliwemu działaniu ścieków na wody odbiorników;

- z podniesieniem bezpieczeństwa utrzymania ciągłości ruchu wodnego i w ogóle mające na celu poprawę zaopatrzenia zakładu w wodę przemysłową oraz w wodę pitną dla potrzeb gospodarczych i użytku domowego;
- z lepszym wykorzystaniem istniejących urządzeń wodnych i podtrzymaniem możliwie najwyższego stopnia sprawności pracy;
- z wytworzeniem najdogodniejszych warunków eksploatacyjnych dla skutecznego obniżenia kosztów własnych.

Powyżej wymienione cele, mierzące do uporządkowania nieodpowiednio rozbudowanej gospodarki wodno-ściekowej w zakładach, są osiągalne, gdy w planie 5-letnim będą uwzględnione roboty i budowle, mające na celu dobrojenie istniejących budowli wodnych w zakładzie urządzeniami do wychwytywania olejów i smarów oraz odzysku cennych surowców, gdy będą zbudowane zbiorniki osadzące o charakterze przeciawaryjnym, w celu zamagazynowania wód przypadkowych brudnych (deszczowo-burzowych) oraz awaryjnych, szkodliwych lub trujących ścieków, gdy dla obiegów chłodniczych wód czystych zbudowane będą urządzenia do dekarbonizacji oraz inne urządzenia do preparacji wody przemysłowej.

W okresie pięciolecia powinno też nastąpić wykończenie robót inwestycyjnych wg planów ustalonych w programach wstępnych projektów, z uwzględnieniem zasłyszanych zmian, oraz kapitalne remonty zbiorników większych i stawów osadowych dla obiegów wodnych, polegające na regularnym usuwaniu osadów i reparacji konstrukcji urządzeń.

Należy również przewidzieć urządzenia mające na celu pomiar ilości wód zasilających zakład, wód w obiegach chłodzących, odpływowych z obiektów produkcyjnych oraz ściekowych odprowadzanych poza teren fabryczny.

W ogólnym zarysie podany program inwestycyjny przywróci w rezultacie rzekom ich podstawową właściwość i zdolność samoczyszczania się, a człowiekowi pracy umożliwi wszechstronne wykorzystanie dobrodziejstwa z wód publicznych zanieczyszczanych dotąd stale przez rozliczne ścieki z zakładów przemysłowych i przedsiębiorstw komunalnych.

LITERATURA

1. Przyłęcki H. — Badanie wody, ścieków, osadów i gazów w zakresie techniki sanitarnej. 1954.
2. Maj A., Mazanek E. i Palmrich T. — Koksownictwo. „Hutnik” 3 — 6/48.
3. Wóycicki K. — Wodociągi i kanalizacja.
4. Stangenberg M. — Bilans tlenowy jako metoda w walce z zanieczyszczeniem wód powierzchniowych. Rocznik Działu Wodnego P. Z. H. 1938.
5. Przemówienie wiceprezesa Rady Ministrów dr St. Jędrzychowskiego na Konferencji Naukowo-Technicznej na temat „Zagadnienie ścieków przemysłowych” oraz sprawozdanie z konferencji — „Gospodarka Wodna” nr 1/56.
6. Kelus J. — Zagadnienie usuwania fenoli ze ścieków przemysłowych „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” nr 1/53.

ZYGMUNT RYBICKI

Nowe ustawodawstwo wodne Republiki Czechosłowackiej

Zacofanie w dziedzinie gospodarki wodnej, odziedziczone przez nas po ustroju kapitalistycznym, istnieje nie tylko w zakresie gospodarczym i technicznym¹⁾, ale również w zakresie prawnym. Obowiązująca do dnia dzisiejszego ustawa wodna z 1922 r. stwarza przeszkazy, w znacznym stopniu nie odpowiadający obecnym wymagom, system organizacji korzystania z wód. W tym stanie rzeczy terenowe organa administracji wodnej napotykają na trudności, zmuszające do rozwiązań nie zawsze zgodnych z ustawą.

Potrzeba zmiany istniejącego stanu prawnego w tej dziedzinie jest dostatecznie dojrzała. Przemawia za tym również rozwój prac regulacyjnych, melioracyjnych, rozbudowa przemysłu użytkującego wodę, konieczność lepszego zaopatrzenia w wodę ludności, jak również ochrona wód przed zanieczyszczeniem i ochrona gospodarki rybnej.

Większość współczesnych państw ze względu na intensyfikację rolnictwa i przemysłu, przeprowadza reformę stanu prawa wodnego. Dotyczy to przede wszystkim krajów demokracji ludowej.

W marcu ubiegłego roku Zgromadzenie Narodowe Republiki Czechosłowackiej uchwaliło ustawę o gospodarce wodnej²⁾. Doświadczenia czechosłowackie są dla nas szczególnie cenne, gdyż uprzednie ustawodawstwo wodne w tym kraju opierało się na tych samych austriacko-pruskiech wzorach co i nasza ustawa wodna z 1922 r.

Spółród problemów unormowanych ustawą o gospodarce wodnej, szczególne znaczenie posiadają zagadnienia planowania gospodarki wodnej, oraz organizacji użytkowania wód, wiążące się zeszłą wzajemnie bardzo ściśle.

Czechosłowacka ustawa o gospodarce wodnej, przyjmując zasadę planowego gospodarowania wodami, nie rozstrzyga problematyki własnościowej, a zajmuje się dysponowaniem wodami³⁾. W tym zakresie ustawa stwierdza, że wszelkie wody powierzchniowe

¹⁾ Por. przemówienie wicepremiera Jędrzychowskiego na inauguracyjnym posiedzeniu Komitetu Gospodarki Wodnej PAN — „Gospodarka Wodna” nr 1/53.

²⁾ Ustawa z dnia 23 marca 1955 r. o gospodarce wodnej (Dziennik Ustaw Republiki Czechosłowackiej. Lp. 6 z dnia 7 kwietnia 1955 r. poz. 11).

³⁾ W Czechosłowacji, podobnie jak i w Polsce Ludowej, podstawowe zasoby wód, stanowiące w okresie przedwojennym tzw. „wody publiczne”, stały się własnością państwa ludowego.

we i podziemne służą do zabezpieczenia gospodarczych i innych społecznych potrzeb. Przyjęcie takiego rozwiązania stwarza warunki, w których państwo w sposób planowy kształtować może stosunki w zakresie korzystania z wód.

Omawiana ustawa Republiki Czechosłowackiej stanowi, że zatwierdzany przez Rząd państwowy plan gospodarki wodnej ma na celu ustalenie wszelkich podstawowych form korzystania z wód w powiązaniu z planowaniem ogólnogospodarczym.

Tego rodzaju ustawowe określenie gospodarowania wodą jako gospodarowania planowego ma niezwykle doniosłe znaczenie praktyczne. Stwarza to warunki użytkowania wód powierzchniowych i podziemnych przy użyciu środków najbardziej właściwych z punktu widzenia technicznego i ekonomicznego, równocześnie w taki sposób, aby została utrzymana konieczna równowaga pomiędzy posiadanymi zasobami wód a ich konsumpcją, oraz równowaga biologiczna, odzwierciedlająca się w takim stopniu zanieczyszczenia wód, który nie powoduje szkód w zakresie higieny, zdrowia oraz gospodarki rybnej.

Chodzi o to, aby przeznaczanie zbiorników wód do określonego użytkowania odbywało się świadomie, aby gospodarka narodowa nie stawiała wobec takich problemów, jak to miało np. miejsce z fenolem w Krakowie, czy ma nadal miejsce z zatrutowaniem ryb w szeregu rzek i jezior całego kraju. Istnieją formy użytkowania wód wzajemnie się wykluczające. Państwowy plan gospodarki wodnej określa właśnie jakie formy użytkowania danego zbiornika wody i w jakich rozmiarach mogą być stosowane. Miernikiem w tym ustaleniu będzie całość gospodarki narodowej, a nie wyizolowana jej dziedzina.

Samo ustalenie zadań planowych nie rozstrzyga prawnych warunków (nie mówiąc tu rzecz jasna o warunkach faktycznych) właściwego gospodarowania wodami. Ustawa Czechosłowacka, w trosce o realność planu gospodarki wodnej, przesuwa okres ustalania rozmiarów i form użytkowania wód przez jednostki gospodarki narodowej do stadium planowania inwestycji. Formalnie biorąc, w naszych warunkach ustawowych, istnieje również możliwość egzekwowania właściwego ustalenia użytkowania wody. Często jednak w praktyce organa administracji państwowej stają wobec trudnego zagadnienia. Przedsiębiorstwo jest już w pełnym ruchu, a równocześnie powoduje zakłócenia w gospodarce wodnej. Trudno wtedy zdecydować się na wstrzymanie produkcji, a stosowane półśrodki nie dają odpowiednich i natychmiastowych rezultatów.

Ustawa czechosłowacka o gospodarce wodnej w § 24 ustanawia obowiązek dla wszystkich inwestorów uzyskiwania już w okresie założeń wstępnych opinii organu gospodarki wodnej o możliwości przeprowadzenia inwestycji z punktu widzenia gospodarki wodnej. Organ gospodarki wodnej bada założenia inwestycji w oparciu o plan gospodarki wodnej. Wydane orzeczenie po przeprowadzeniu badania jest niezbędnym wymogiem przy zatwierdzaniu inwestycji. Opinia organu gospodarki wodnej jest dla zatwierdzających założeń wstępne inwestycji wiążąca. Opinia, przedłożona przy projekcie wstępnym nie zastępuje pozwolenia wodno-prawnego.

W przypadkach niedostatku wody lub jeśli tego wymaga gospodarka narodowa, organ administracji wodnej, po podjęciu odpowiednich środków, może na okres niezbędny ograniczyć konsumpcję wody.

Opracowywanie projektów planów gospodarki wodnej, uchwalanych przez Rząd, oraz czuwanie nad ich realizacją należy do Centralnego Urzędu Gospodarki Wodnej oraz Zarządu Gospodarki Wodnej dla Słowacji. Działalnością Centralnego Urzędu Gospodarki Wodnej kieruje prezes mianowany przez Rząd. Do podstawowych zadań Urzędu należy między innymi planowanie gospodarki wodnej, dystrybucja wody, zarząd źródłami wodnymi, kierowanie inwestycjami, zarząd i eksploatacja urządzeń gospodarki wodnej, opieka nad pracami melioracyjnymi, opieka nad czystością i spławnością biegów rzek, budowa dróg wodnych i inne zadania związane z gospodarką wodną, o ile nie zostały przekazane do kompetencji innych organów (np. sprawy energetyki).

Organami wojewódzkimi są prezydya rad narodowych. Do nich należy realizacja na określonym terenie zadań gospodarki wodnej, a szczególnie udzielanie pozwoleń wodno-prawnych⁴⁾. W zasadzie organy wojewódzkie działają jako I instancja, a więc od nich rozpoczyna się postępowanie wodno-prawne. W poszczególnych przypadkach organa szczebla wojewódzkiego mogą powie-

rzyć organom wykonawczym rad narodowych, niższych szczebli niektóre czynności administracyjne w zakresie gospodarki wodnej. W skali całej republiki w odniesieniu do określonych spraw, Rząd może przenieść niektóre uprawnienia organów wojewódzkich do kompetencji organów niższego szczebla.

Centralny Urząd Gospodarki Wodnej w porozumieniu z Ministerstwem Zdrowia oraz w porozumieniu z zainteresowanymi urzędami określa kompetencje kierowników gospodarki wodnej wyznaczanych przez przedsiębiorstwa, zakłady, instytucje i resorty. Zadaniem powoływanych kierowników jest dbałość o właściwe i oszczędne gospodarowanie wodą.

*

Ustawa czechosłowacka o gospodarce wodnej dzieli użytkowanie wód na użytkowanie powszechne, to znaczy takie, na które nie potrzebne jest specjalne pozwolenie oraz użytkowanie, które wymaga uprzedniego pozwolenia wodno-prawnego. Przykładem użytkowania powszechnego jest kąpiel, pranie, pojenie, sporty wodne. W przypadkach uzasadnionych względami bezpieczeństwa publicznego organ administracji wodnej może zmienić zakres lub zakazać powszechnego użytkowania na pewien okres lub odnośnie pewnych rodzajów użytkowania.

Podstawową formą i mającą istotne znaczenie dla gospodarki narodowej jest użytkowanie oparte na pozwoleniu. Pozwolenie wymagane jest wtedy, gdy zakres i sposoby korzystania z wody przekraczają użytkowanie powszechne, gdy zamierzona jest budowa specjalnych urządzeń oraz w innych przypadkach, przewidzianych ustawą. Przepisy rozciągają obowiązek uzyskiwania pozwolenia również na korzystanie z wód podziemnych, zarówno wtedy, gdy korzystanie polega na czerpaniu wód, jak i odprowadzaniu ścieków. Pozwolenia wodno-prawne mogą być ograniczone warunkami jak np. pozwolenie na wpuszczanie ścieków może być uzależnione od budowy odpowiednich urządzeń oczyszczających. Pozwolenia wodno-prawne wydają w zasadzie organa wykonawcze wojewódzkich rad narodowych, właściwe dla danego miejsca położenia budowli lub urządzenia gospodarki wodnej. Pozwolenie wydawane jest w oparciu o projekt techniczny budowli lub urządzenia, przed zatwierdzeniem tego projektu. Udzielone pozwolenie jest związane z zakładem, któremu służy budowla lub urządzenie gospodarki wodnej.

Organ udzielający pozwolenia może zmienić lub cofnąć pozwolenie, o ile ważny interes publiczny ustalony planem gospodarczym tego wymaga. W przypadku zmiany lub cofnięcia pozwolenia należy się odszkodowanie płatne na rzecz uprzedniego posiadacza pozwolenia, o ile poniósł on straty. Jeżeli zainteresowani nie godzą się na wysokość odszkodowania ustaloną w trybie administracyjnym, mogą wystąpić do sądu z wnioskiem o rozstrzygnięcie.

Prowadząc postępowanie wodno-prawne, a więc dotyczące się uzyskania, zmiany lub cofnięcia pozwolenia, organ administracji wodnej ustala termin i powiadamia zainteresowanych o możliwości przedłożenia uwag i sprzeciwów. Organ administracji wodnej rozstrzyga zgłoszone uwagi i sprzeciwy łącznie z pozwoleniem, jego zmianą lub cofnięciem. Uwagi te dotyczyć mogą przede wszystkim współużytkowania wody, wpływu zamierzonej budowli lub urządzenia na grunty przybrzeżne oraz innych zagadnień. Ustawa nie wprowadza żadnych ograniczeń w tym zakresie.

Osoba (fizyczna lub prawna) posiadająca pozwolenie wodno-prawne jest obowiązana dbać o należytą administrację, utrzymanie i eksploatację budowli lub urządzenia wodnego, zgodnie z celowością gospodarczą, postanowieniami przepisów prawnych i warunkami ustalonymi w pozwoleniu. Jeśli interes publiczny wymaga, lub jeśli użytkownik nie wywiązuje się z należycie ze swoich zadań, organ administracji wodnej może na okres potrzebny przejąć na koszt winnego zarząd urządzenia wodnego.

Podstawowym warunkiem pozwolenia wodno-prawnego jest zgodność jego treści z planem gospodarki wodnej. Cały tok postępowania przy udzielaniu pozwoleń ma na celu zabezpieczenie tej zgodności w sposób właściwy i realny. Opiniowanie inwestycyjnych projektów wstępnych budów i urządzeń, wydawanie pozwoleń przed ostatecznym zatwierdzeniem inwestycji lub przed zatwierdzeniem zmian wpływających na gospodarkę wodną użytkowników wody, wreszcie możliwość cofnięcia pozwolenia, jeśli wymagają tego aktualne zadania planowe, mają zapewnić całkowitą zgodność użytkowania wody z postanowieniami planów gospodarki wodnej.

⁴⁾ O istocie pozwoleń wodno-prawnych na gruncie prawa polskiego pisał St. Surówiec w „Gospodarkę Wodnej” nr 1/56. Istota pozwoleń wodno-prawnych w Czechosłowacji nie odbiega w zasadniczy sposób od konstrukcji w prawie polskim.

Ustawa czechosłowacka, omawiana tu w zarysie reguluje również szereg innych zagadnień, jak wspomniane powyżej. Są to takie zagadnienia jak sprawy żeglugi, ochrony wód i ich źródeł, ochrony gospodarki rybnej, sprawy wywłaszczeń, zajęcia czasowego, odszkodowań itp. Ciekawe postanowienia zawiera § 15, poświęcony środkom polepszenia warunków gospodarki wodnej. Zgodnie z tym paragrafem, Centralny Urząd Gospodarki Wodnej w porozumieniu z zainteresowanymi organami może określać sposób prowadzenia gospodarki rolnej i leśnej w dorzeczu, w celu poprawy warunków ściekowych, zatrzymywania wilgotności gleby, polepszania warunków wód podziemnych i ochrony przed erozją. Nakładanie tych obowiązków na użytkowników gruntów nadbrzeżnych zgodne być musi w swej treści z planem gospodarki wodnej

oraz planem gospodarki narodowej w zakresie produkcji rolnej i leśnej.

Trudno w niniejszych uwagach, bez omawiania przepisów wykonawczych i sięgnięcia do praktyki czechosłowackich organów gospodarki wodnej, ocenić skuteczność postanowień ustawy. Same zresztą przepisy nie rozstrzygają zagadnień, stanowią ramy działalności organów państwowych i mogą być przez nie lepiej lub gorzej spożytkowane. Przykład rozwiązań czechosłowackich nie może być traktowany jako wzór do naśladowania. Stanowi on jeden z rodzajów nowego ujęcia problematyki prawa wodnego, której rozwiązanie w Polsce Ludowej jest aktualnie niedostosowane do obecnych wymagań i warunków planowej gospodarki wodnej.

DZIAŁ II—PODSTAWY PROJEKTOWANIA

INŻ. TADEUSZ DUBROWIN

Oddziaływanie lasu na odpływ w zlewni Dunajca

Na konferencji Polskiego Towarzystwa Naukowo-Leśnego, poświęconej zagadnieniom gospodarki wodnej w górach, podnoszono wyjątkowy wpływ lasu na retencję zlewni oraz udział jego w wyrównywaniu odpływu. Na potwierdzenie tego przytoczono szereg liczbowych danych. M. in. Tomaneček [4] powoływał się np. na badania przeprowadzone w Szwajcarii przez Englera, który wykazał, że średni odpływ ze zlewni zalesionej w 97% był o połowę mniejszy niż ze zlewni zalesionej w 28,5%. Prócz tego przytaczano wiele innych podobnych danych, które potwierdzały ogólny kierunek zależności wykazany przez Englera, natomiast różniły się nieraz znacznie, jeżeli chodzi o ich konkretne wartości. Będzie to zrozumiałe, jeśli się zważy, że przytaczane liczbowe zależności pomiędzy zalesieniem a odpływem pochodziły z różnych krajów, będących najczęściej w bardzo odmiennych warunkach przyrodniczych. Brak takich danych z naszego terenu górskiego w pełni usprawiedliwia wskazywanie obcych wyników, gdyż pozwala to na zorientowanie się w zagadnieniu, choćby najbardziej ogólnie.

W związku z opracowaniem części hydrologiczno-melioracyjnej generalnej ekspertyzy hydrologiczno-przyrodniczej zlewni rz. Dunajca w ramach prac Biura Projektów Wodno-Melioracyjnych, autor niniejszego artykułu dokonał próby uchwycenia zależności liczbowej pomiędzy zalesieniem a odpływem w konkretnych warunkach tej zlewni. Sposób opracowania tego zagadnienia oraz otrzymane wyniki będą przedstawione poniżej.

Metoda, jaką zastosowano, polegała na porównaniu odpływu z dwu lub więcej wydzielonych zlewni cząstkowych o podobnych cechach ogólnych, ale różniących się procentem zalesienia, by w rezultacie ustalić, w jakim stosunku zmienia się odpływ przy zmianie powierzchni lasów. Przy tym rozumowano, że z dwóch zlewni o podobnych cechach, takich jak: wysokość położenia n. p. m., miąższość i jakość gleb, nachylenie stoków, ekspozycja, wysokość opadów oraz rozmieszczenie lasów w obu zlewniach, przy jednoczesnej różnicy w procencie ich zalesienia, — odpływ z danego obszaru będzie zależny głównie od stopnia zalesienia zlewni.

Dostępne dane hydrologiczne oraz znajomość warunków terenowych nasunęły podział zlewni Dunajca na dwie zasadnicze części, które z powodu różnicy w wysokości położenia n. p. m. mają różne warunki przyrodnicze.

Część pierwsza, zwana dalej „strefą wysoką“, obejmuje teren górnej zlewni Dunajca, łącznie z Tatrami po przekrój w Czorsztynie. Charakteryzuje się ona wysokimi opadami (powyżej 1.000 mm rocznie), wysokim współczynnikiem odpływu (0,50 — 0,65) i wysokim spływem jednostkowym (średni roczny spływ rzędu 20 l/sek/km²), ponadto płytkimi, najczęściej szkieletowymi glebami oraz małą wydajnością rolnictwa.

Część druga, dalej zwana „strefą pośrednią“, obejmuje teren środkowej części zlewni Dunajca, leżącą pomiędzy Krościenkiem a Melsztynem. Z racji niższego położenia od poprzedniej (400 — 600 m) posiada łagodniejszy klimat, niższe opady (rzędu 800 mm), mniejszy współczynnik odpływu (0,30 — 0,4) i średni spływ jednostkowy (rzędu 10 l/sek/km²). Występują tu głębsze i lepsze gle-

by, a poziom wydajności rolnictwa jest znacznie wyższy. W każdej z tych stref wydzielono do porównania zasadniczo po dwie zlewnie cząstkowe, przy wyborze których zważano, by różniły się one stopniem zalesienia przy jednoczesnym podobieństwie cech jak: trwały rozłóg, nachylenie stoków, ekspozycja, opad itp.

W „strefie wysokiej“ wydzielono trzy zlewnie cząstkowe: I — Czarne i Białe Dunajca po przekrój Waksmund, II — Białki Tatrzańskie po przekrój Trybsz i III — Dunajca leżącą pomiędzy przekrojami w Czorsztynie, Waksmundzie i Trybszu. Do zasadniczego porównania przeznaczono dwie pierwsze. Porównanie z trzecią miało charakter bardziej orientacyjny, z uwagi na jej nieco odmienne cechy.

W „strefie pośredniej“ wydzielono dla porównania dwie zlewnie cząstkowe: IV — położoną między przekrojami Dunajca: Gołkowiec i Krościenko i V — obejmującą teren między przekrojami: Melsztyn i Nowy Sącz. Opad dla tych zlewni określono z izohiet dla obranego okresu, zaś odpływ z różnicy między dolnym a górnym przekrojem. Przy wyborze zlewni IV i V kierowano się podobnymi przesłankami jak poprzednio. Charakterystyczne cechy wydzielonych zlewni zestawiono w tablicy I. Materiały przedstawione w niej pochodzą z ekspozytury, o której była mowa poprzednio, z wyjątkiem danych hydrologicznych zaczerpniętych z nieogłoszonych jeszcze „Materiałów do bilansu wodnego Polski“ a opracowanych przez PIHM, za okres od 1920/21 do 1936/37 r. Należy nadmienić, że dane hydrologiczne dotyczące niektórych przekrojów strefy wysokiej nie obejmowały pełnego okresu, przeto zaszła konieczność przyjęcia do dalszego opracowania okresu krótszego, a mianowicie od 1928/29 do 1936/37 r.

W związku z powyższym należy podkreślić, że wysokości średnich opadów i odpływów w obu okresach były do siebie bardzo zbliżone, co potwierdzają przedstawione niżej wartości dla przekroju Krościenko.

	Opad mm	Odpływ mm
okres 1928/29 — 1936/37	1.020	598,5
okres 1920/21 — 1936/37	977	601,5

Z powyższego wynika, że wysokości opadów i odpływów w obu okresach są tego samego rzędu, przeto otrzymane na ich podstawie wyniki późniejszych obliczeń mogły być ze sobą porównywane. Dla strefy pośredniej wykorzystano dane z pełnego okresu:

Przy porównaniu danych przedstawionych w tabl. I dla zlewni cząstkowych I i II, zwraca uwagę duże podobieństwo wymienionych tam cech (kolumna 4 — 14). Pozwala ono uznać podane wielkości w obu zlewniach za równorzędne. Znaczna różnica występuje w procencie zalesienia, gdyż zlewnia I posiada zalesienie 28% zaś II — 40%. W tych warunkach należy oczekiwać, że ewentualna różnica w odpływie ze zlewni I i II będzie spowodowana głównie przez różnicę w zalesieniu.

Jak wynika z tablicy (kolumna 15), opady w obu porównywanych zlewniach dość znacznie się różnią (1087 i 1222 mm), przeto nie ulega wątpliwości, że wyższy opad spowodował proporcjonalnie większy odpływ. Wobec tego pomierzone odpływy

TABLICA I. Oddziaływanie lasów na odpływ w zlewni rz. Dunajca

Oznaczenie zlewni	Określenie zlewni	Pow. zlewni km ²			Trwały różóg w % pow. zlewni			Nachylenie stoków w % powierzchni zlewni				Ekspozycja w %			Opad śr. dla zlewni mm		Odpływ śr. ze zlewni mm		Współczynnik odpływu		Opad przyjęty mm		Odpływ zredukowany mm		Różnica mm		Spływ jedn. l/sek/km ²		U w a g i
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	inne	połud. wsch.	dołny	inne	15	16	17	18	19	20	21	22					
I.	Dunajec po przekrój Waks-mund	700	20	28	17*	30	29	22	19	16	29	55	1087	614	0,57	1080	610	90	76	166	19,5	Zlewnie leżące powyżej 600 m n.p.m. okres 1928/29—1936/37							
II.	Białka Tatrzańska	204	19	22	40	19*	23	26	27	24	12	15	73	1222	589	0,48	1080	520	76	166	18,7	Zlewnie leżące od 300 do 700 m n.p.m. okres 1920/21—1936/37							
III.	Dunajec między Waks-mundem a Czorsztynem (bez Białki)																												
IV.	Dunajec między Krościen-kiem a Górkowicami	466	31	14	53	2	21	24	38	17	47	4	49	834	274	0,32	815	268	94	8,7									
V.	Nowy Sącz — Melsztyn	1076	50	17	30	3	24	25	36	15	47	9	44	796	354	0,44	815	362	10,0										

*) przeważnie nieużytki (skały).

(kolumna 16) nie mogły być ze sobą porównywane. Zaszła więc konieczność sprowadzenia opadów do jednego poziomu (kolumna 18) i odpowiedniego zredukowania odpływów (kolumna 19). Niewątpliwie, zależność odpływu przy większym opadzie do odpływu przy opadzie mniejszym nie układa się w stosunku prostym, lecz według pewnej krzywej. Przyjęto dla uproszczenia, że krzywa taka; w stosunkowo małym przedziale, jaki tu występuje, będzie bardzo zbliżona do prostej, przeto zredukowano odpływy do obranego poziomu w stosunku prostym. Pozwoliło to wreszcie na ustalenie różnicy odpływu z obu zlewni (kolumna 20). W rezultacie okazało się, że przy zwiększeniu zalesienia z 28% na 40%, tj. o 12% odpływ zmniejszył się o 90 mm, co w stosunku do pierwotnego odpływu stanowi około 15%. Przeciętne zmniejszenie odpływu na 1% przyrostu zalesienia wyniosło w tych warunkach 7,5 mm.

Wprowadzenie do porównania zlewni III, mimo pewnych różnic analizowanych cech, miało na celu zorientowanie się w stosunku zmian w odpływie, przy większej różnicy w zalesieniu. Porównanie odpływu III zlewni z I i II wykazało, że przy zwiększeniu zalesienia z 17% do 28%, tj. o 11%, odpływ zmniejszył się o 76 mm przeciętnie na 1% — 6,9 mm, zaś przy przejściu z zalesienia 17% na 40%, tj. przy wzroście o 23% — odpływ zmalał o 166 mm, co daje przeciętnie na 1% — 7,2 mm.

Z powyższych stwierdzeń wynika, że w przedziale zalesienia „strefy wysokiej“, od 17% do 40%, przyrost lasu o 1% powodował przeciętne zmniejszenie odpływu w granicach od 6,9 do 7,5 mm. Na tej podstawie można oczekiwać, że dolesianie tej części zlewni Dunajca odbije się na odpływie w podobny sposób, o ile charakter lasów będzie zbliżony do lasów istniejących w analizowanym okresie. Wiadomo, że ówczesne lasy, podobnie jak i obecne, stanowią przeważnie świerkowe monokultury, których zdolność retencyjna jest znacznie mniejsza niż lasów mieszanych. Dolesianie zespołami mieszanymi, jak to zalecają leśnicy, pozwoli niewątpliwie osiągnąć znacznie większe zmniejszenie odpływu od wyżej obliczonego.

Przechodząc do podobnej jak poprzednio analizy danych dla „strefy pośredniej“, należy przede wszystkim zwrócić uwagę na znaczną różnicę w procencie zalesienia zlewni IV i V (53% i 30%), przy jednoczesnym podobieństwie innych cech wymienionych w tabl. 1. Po dokonaniu stosownych przeliczeń okazało się, że w środkowej części zlewni Dunajca przy wzroście zalesienia z 30 na 53%, tj. o 23%, nastąpiło zmniejszenie odpływu o 94 mm. Zatem na 1% przyrostu zalesienia odpływ maleje przeciętnie o 4 mm.

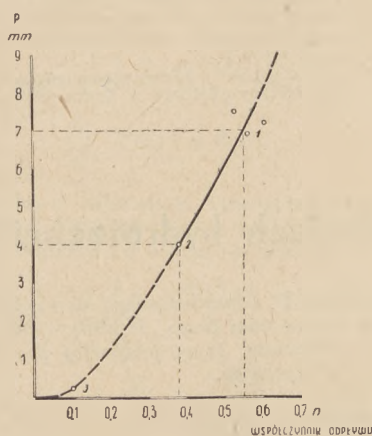
Z opisu warunków przyrodniczych obu stref wiadomo, że „strefa pośrednia“ ma łagodniejszy klimat, głębsze i lepsze gleby, wydajniejsze rolnictwo itp. niż „strefa wysoka“. Wskazuje to, że „strefa pośrednia“ posiada większą przeciętną zdolność retencyjną, co również znajduje potwierdzenie w niższych współczynnikach odpływu (kolumna 17) i spływu jednostkowego (kolumna 21).

Jest to dowodem, że na odpływ oddziałuje nie tylko las, ale i wiele czynników, jak wysokość położenia n. p. m., jakość, rodzaj i głębokość gleb, wysokość opadów, nachylenie stoków, użytkowanie zlewni itp. Np. w zlewni górnej Noteci, jak wynika z monografii [1], przy współczynniku odpływu równym 0,1, zalesienie w 15,7% nie oddziałuje na odpływ w sposób widoczny, gdyż wysokości parowania z lasu oraz przeciętnego parowania terenowego w tej zlewni są tego samego rzędu.

Z powyższego wynika, że oddziaływanie lasu na odpływ będzie malało ze wzrostem przeciętnej zdolności retencyjnej zlewni, co w zlewni Dunajca uwidacznia się w miarę przechodzenia na niższe położone tereny.

Nie ulega również wątpliwości, że przeciętną zdolność retencyjną zlewni charakteryzuje współczynnik odpływu. Wobec tego musi istnieć zależność pomiędzy tym współczynnikiem, a zmniejszeniem odpływu na jednostkę (np. 1%) przyrostu zalesienia. Wiadomo z poprzednich stwierdzeń, że w „strefie wysokiej“, gdzie współczynnik odpływu wahał się średnio od 0,5 do 0,6, zmniejszenie odpływu na 1% przyrostu zalesienia wynosiło od 6,9 do 7,5 mm, w „strefie pośredniej“, przy współczynniku odpływu od 0,32 do 0,44, tylko 4 mm. Przy graficznym odwzorowaniu zależności te w układzie współrzędnych dałyby w zasadzie dwa punkty, zaś trzeci stanowiłby początek układu. Dla orientacji odłożono jeszcze jeden punkt, wyrażający taką zależność w zlewni górnej Noteci, gdzie oddziaływanie lasu na odpływ wyraziło się zmniejszeniem odpływu średnio 0,2 mm na 1% przyrostu zalesienia. Łącząc te punkty, otrzymano krzywą zależności pomiędzy współczynnikami odpływu, a zmniejszeniem odpływu przy zwiększeniu zalesienia o 1% przekazaną na rys. 1. Uzyskana krzywa oparta na tak małej ilości punktów, może być traktowana jako pewne

przybliżenie, odzwierciedlające kierunek tych zjawisk w zlewni Dunajca, w przedziale zalesienia od około 20 do 50%. Mimo to, wydaje się, że wykres ten mógłby być pomocny przy ustalaniu przybliżonych wskaźników dla długofalowego planowania i to nie tylko dla zlewni Dunajca, ale i dla terenów o podobnych warunkach, tj. niemal dla całego terenu karpackiego. Wykres ten potwierdza wyrażony poprzednio pogląd co do zmienności oddziaływania lasu na odpływ, zależnie od zdolności retencyjnej zlewni, wyrażonej współczynnikiem odpływu.



Rys. 1. Krzywa zależności pomiędzy współczynnikiem odpływu a zmniejszeniem odpływu na 1% przyrostu zalesienia.

Ponieważ na zwiększenie retencji zlewni wpływa głównie las, przeto w miarę zwiększenia zalesienia zlewni, będzie malał odpływ na jednostkę przyrostu lasu.

Z dotychczasowych stwierdzeń wynikają dla zlewni Dunajca praktyczne wskazania. Pragnąc zwiększyć retencję tej zlewni należy w pierwszym rzędzie zaleśnić tereny o wysokim współczynniku odpływu, a więc górną część tej zlewni oraz strome zbocza. Uzyska się wówczas największą w tych warunkach retencję, jak również wyrównanie przepływu w całym Dunajcu. To ostatnie osiągnięte dzięki właśnie takiemu umiejscowieniu lasów, co znajduje pełne potwierdzenie u Lambora [2].

Ekspertyza, o której wspomniano na początku, przewidywała przeciętne zwiększenie zalesienia zlewni Dunajca z 30% na około 40%. Przy tym przewidywano rozmieszczenie zalesienia w zlewni według poprzednio omawianych zasad, tj. na terenach wykazujących się największymi współczynnikami odpływu. Może być rzeczą interesującą jaką ilość wody w tych warunkach zatrzyma zlewnia w związku ze zwiększeniem zalesienia.

Przy okazji należy wspomnieć, że zwiększenie zalesienia dotyczyćłoby części zlewni Dunajca leżącej w granicach Polski, o pow. 4.873 km², a stanowiącej około 72% całej zlewni. Część zlewni leżąca poza granicami kraju obejmuje głównie zlewnię częstkową Popradu, który prowadzi stosunkowo mniej wody niż Dunajec. Średni roczny spływ jednostkowy tej rzeki jest rzędu 9 l/sek/km.

W omawianej ekspertyzie przyjęto podział zlewni Dunajca według „pięter”, tzn. w zależności od położenia w pewnym przedziale wysokości n.p.m., dzieląc ten teren na trzy części, jak niżej:

1. Wysoka część zlewni obejmująca tereny leżące powyżej 800 m n.p.m. oraz tę część terenu z „piętra” leżącego od 600 do 800 m n.p.m., która posiada nachylenie stoków przekraczające 15%. Ogólna powierzchnia wysokiej części zlewni wynosi 1.464 km², o zalesieniu około 46%.
2. Środkowa część zlewni obejmująca pozostały teren z piętra 600 — 800 m oraz teren od 400 do 600 m n.p.m., o ogólnej pow. 1.799 km², o zalesieniu około 30%.
3. Niska część zlewni, obejmująca teren leżący poniżej 400 m n.p.m., o pow. 1.610 km², o zalesieniu około 15%.

Z uwagi na podobieństwo warunków w jakich znajduje się przyjęta w niniejszym opracowaniu: „strefa wysoka” i „pierwsza część zlewni” według tego podziału, można je z dużym przybliżeniem utożsamiać. Podobnie wypada postąpić ze „strefą pośrednią” i „drugą częścią zlewni”. Wobec tego przyjęto, że współczynnik odpływu dla pierwszej części zlewni będzie wahać się od 0,5 do 0,6 (średnio 0,55), podobnie jak w „strefie wysokiej”. Analogicznie w drugiej części zlewni od 0,3 do 0,45 (średnio 0,38).

W największym stopniu wypadnie zaleśnić pierwszą część zlewni (wysoką), z uwagi na surowy klimat, płytkie stosunkowo gleby oraz na znaczny obszar terenu o stromych stokach. Powierzchnia o nachyleniu stoków powyżej 15% stanowi tu 85% całego obszaru. Obecne zalesienie pierwszej części zlewni wynosi, jak wiadomo, około 46%. W istniejących warunkach przewidywano zwiększenie zalesienia o 20%, tj. do 66%.

Druga część zlewni, środkowa zalesiona jest obecnie przeciętnie w 30%. Tereny o znaczniejszym nachyleniu stoków (powyżej 15%) zajmuje około 45% powierzchni zlewni. W tych warunkach można zalecić zwiększenie zalesienia o 10%, tj. przeciętnie do 40%.

Trzecia część zlewni posiadająca około 15% zalesienia i około 22% terenów o spadkach powyżej 15%, z uwagi na jej dużą przydatność rolniczą, w zasadzie nie powinna być dolesiana, tym bardziej że współczynnik odpływu wynosi tu około 0,28.

TABLICA II. Zmniejszenie odpływu na skutek dolesienia zlewni rz. Dunajca

Część zlewni	Współczynnik odpływu	Powierzchnia km ²	Zalesienie obecne %	Zalesienie przewidywane %	Przyrost zalesienia %	Zmniejszenie odpływu na 1% przyrostu zalesienia z wykresu mm	Zmniejszenie odpływu (kolumna 2 × 5 × 6) 10 ⁶ m ³
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0,50—0,60	1465	46	66	20	70	206
2	0,30—0,45	1799	30	40	10	40	72
3	ok. 0,28	1610	15	15	—	—	—
		4873	śr. 30	śr. 40	—	—	278—300

Reasumując powyższe, sporządzono tablicę II, w której obliczono ilość wody jaką zatrzyma zlewnia Dunajca, przy ustalonych wyżej dolesieniach. Z tablicy II wynika, że ilość wody jaką zatrzyma zlewnia Dunajca przy dolesieniu jej przeciętnie o 10% jest w średnim roku rzędu 300 × 10⁶ m³. Jest to około 36% więcej niż magazynuje zbiornik w Rożnowie. Przeciętny roczny odpływ Dunajca w okresie 1920/21 — 1936/37 wynosił około 2,5 miliarda m³, przeto zatrzymana przez zlewnię woda stanowił będzie około 12% rocznego odpływu. Ponieważ zbiornik w Rożnowie został budowany po okresie przyjętym do opracowania niniejszego tematu, można by przyjąć, że ilość zretencjonowanej wody przez dolesienie zlewni, łącznie z tym magazynem, wyniesie w ciągu roku około 500 miln. m³, co stanowiłoby około 20% przeciętnego odpływu Dunajca.

Wobec powyższego wydawać by się mogło, że warunki takie usuną groźbę powodzi. Jednakże tak nie jest, gdyż powódzie występujące na Dunajcu są spowodowane niemal wyłącznie przez obfite deszcze. Przypadają one najczęściej na miesiące letnie: lipiec — sierpień. Z czterech powodzi, jakie wydarzyły się w okresie od 1920/21 do 1936/37 trzy przypadły na miesiące letnie, jedna na miesiące jesienne. Najpotężniejsza z nich przypadała na rok 1934, w którym w ciągu 5 dni trwania powodzi (14 — 18.VII) odpływ Dunajca (przy przepływie 2.070 m³/sek) wynosił 895 miln. m³, co stanowi około 36% przeciętnego odpływu rocznego. Jest to trzykrotnie więcej niż wynosiłaby zdolność retencyjna zwiększonego zalesienia, w ciągu całego roku. Ponadto należy podkreślić, że podczas nawalnych deszczów chłonność gleby leśnej zostaje szybko wypełniona, po czym cały opad spływu bez przeszkód. Jak podaje Lambor [3], w czasie wezbrania w 1934 r. na Dunajcu w przekroju Czorsztyn współczynnik odpływu z dnia 17.VII. był większy od jedności, a więc odpływ przewyższał ilość opadów. Dowodzi to, że zlewnia nie mogła wchłonić więcej wody, a przeciwnie, nawet część jej oddawała rzecze. W tych warunkach nie należy oczekiwać decydującego wpływu zwiększonych zalesień na zapobieżenie groźnym wezbraniom, powstałym wskutek ulewnych opadów. Skuteczna walka z powodzią może być prowadzona przede wszystkim przy pomocy zbiorników wyrównawczych.

Zwiększenie zalesień, a prawdopodobnie jeszcze bardziej zmiana składu gatunkowego lasu z monokultur na zespoły mieszane, przyczyni się do większego retencjonowania wody z roztopów, drobnych a długotrwałych opadów oraz opadów poziomych jak mgły, mrzawki, szrony itp. Głównym zadaniem zwiększenia retencji zlewni przez jej dolesienie byłoby zasilanie wód wgłębnym, które, przechodząc nieraz na bardzo odległe tereny, zwiększą źródła poboru wody dla przemysłu i osiedli. Oprócz tego zwiększenie zalesień jest konieczne ze względu na walkę z erozją powierzchniową, zmniejszającą naturalną zasobność gleb, oraz jako czynnik glebotwórczy.

Na zakończenie należy podkreślić, że otrzymane tu wyniki liczbowe co do oddziaływania lasu na odpływ powinny być spraw-

dzone wszechstronnie i potwierdzone. Wydaje się jednak, że do tego czasu mogą one być uważane za bliższe rzeczywistości, niż dane przenoszone z terenów, będących w odmiennych od naszych warunkach.

LITERATURA

1. Dubrowin T. i Rogiński S. — Monografia części dorzecza Noteci do ujścia Gwdy, pod kątem oddziaływania rolnictwa i leśnictwa na bilans wodny (w maszynopisie w ramach prac K. G. W. PAN. 1954 r.).
2. Lambor J. — Rola lasów w sterowaniu fali powodziowej G. W. nr 12/1954.
3. Lambor J. — Największy przepływ na Dunajcu pod Czorsztynem. Wiad. St. Hydr. Meteor. t. IV zeszyt 1.
4. Tomanek J. — Klimatologiczne i hydrologiczne znaczenie lasów. Referat na Konf. Polsk. Tow. Naukowo-Leśnego w Żywcu 1954 r.

INŻ. MACIEJ KRYŃSKI

W sprawie metody obliczania płyt w konstrukcjach hydrotechnicznych

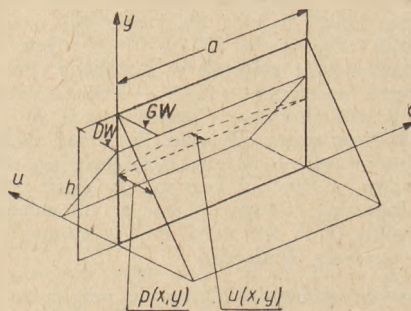
Nawiązując do art. dr T. Wolffa pt. „Płyty w konstrukcjach hydrotechnicznych“ zamieszczonego w nr 2/55 naszego czasopisma, publikujemy obecnie niniejszą pracę inż. M. Kryńskiego, przesłaną nam przez „Hydroprojekt“, traktując ją, jako artykuł dyskusyjny. Treścią obu artykułów jest przybliżone rozwiązanie płyty podpartej przegubowo na trzech krawędziach, swobodnej na czwartej oraz obciążonej parciem hydrostatycznym.

Uwzględnienie w obliczeniach podparcia na dolnej krawędzi poziomej, tam gdzie rzędne obciążenia posiadają maksymalne wartości, jest bardzo korzystne i pozwala na osiągnięcie znacznych oszczędności materiału. Omawiany schemat statyczny występuje z reguły w zamknięciach śluz komorowych.

Obawiając się znacznego nakładu pracy rachunkowej projektanci rezygnują na ogół z podparcia na dolnej krawędzi i zamiast zamknięcia płytowego stosują ryglowe, oparte tylko na dwóch pionowych krawędziach, godząc się z większym zużyciem materiału. Taki stan rzeczy jest nie do przyjęcia na dłuższą metę i musi ulec zmianie wraz z postępem metod obliczeniowych.

Intencją dr T. Wolffa było właśnie podanie krótkiej i nadającej się do praktycznego zastosowania metody obliczeń.

Ze względu na jasność dalszego ciągu artykułu przytoczymy w skrócie wywody dr Wolffa (rys. 1).



Rys. 1.

Oznaczenia użyte w tekście

- a — długość płyty (rozpiętość)
- h — wysokość płyty (szerokość)
- i — liczba naturalna
- $p(x,y)$ — obciążenie na jednostkę powierzchni
- $u(x,y)$ — ugięcie płyty
- x — odcięta (w kierunku długości płyty)
- y — rzędna (w kierunku szerokości płyty)
- A_i, F_i, κ_i — współczynniki liczbowe

$$D = \frac{EJ}{1-\nu^2} - \text{sztywność zginania}$$

- ν — współczynnik Poissona równy 0,3 dla stali
- E — moduł sprężystości
- J — moment bezwładności
- ∇^4 — podwójny laplasjan
- Ω — obszar całkowania (płyty)
- γ — ciężar właściwy wody
- $\varphi(x,y)$ — funkcja współrzędnych szeregu Fouriera
- Y — część funkcji $\varphi(x,y)$ zależna od zmiennej y
- $\Delta x, \Delta y$ — wymiary poletka

Równanie równowagi płyty obciążonej w kierunku prostopadłym do jej powierzchni ma postać

$$\frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 u}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 u}{\partial y^4} = \frac{p(x,y)}{D} \quad [1]$$

Funkcja $u(x,y)$ rozwiązująca równanie [1] określa ugięcie w bieżącym punkcie (x,y) płyty oraz spełnia warunki brzegowe

$$\text{brzeg AB i CD } x=0, x=a \quad u = \frac{\partial u}{\partial x^2} = 0 \quad [2]$$

$$\text{brzeg BC } y=0 \quad u = \frac{\partial u}{\partial y^2} = 0 \quad [3]$$

$$\text{brzeg AD } y=h \quad \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \quad [4]$$

$$\frac{\partial^3 u}{\partial y^3} + (2-\nu) \frac{\partial^3 u}{\partial x^2 \partial y} = 0$$

ν — współczynnik Poissona równy 0,3 dla stali momenty gnące i skręcające w płynie wyznaczamy według wzorów

$$M_x = D \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \quad [5]$$

$$M_y = D \left(\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) \quad [6]$$

$$M_{xy} = -M_{yx} = (1-\nu) D \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} \quad [7]$$

Zatem podstawowym zagadnieniem przy rozwiązywaniu płyty jest znalezienie funkcji odkształconej $u(x,y)$. Funkcję tą zakładamy w postaci

$$u(x,y) = \sum_{i=1}^{\infty} A_i \varphi_i(x,y) = \sum_{i=1}^{\infty} A_i \sin \frac{i\pi x}{a} \cdot Y_i =$$

$$= \sum_{i=1}^{\infty} A_i \sin \frac{i\pi x}{a} \cdot \frac{y}{h} \left[1 + F_i \left(\frac{y}{h} \right)^{\kappa_i} \right] \quad [8]$$

Funkcja ta spełnia warunki brzegowe [2].

Współczynniki F_i oraz κ_i dobieramy tak, aby były spełnione warunki brzegowe [3] i [4] otrzymujemy:

$$\kappa_i = \frac{2-\nu + \sqrt{(2-\nu)^2 + 4\nu \left[2 + \nu i^2 \pi^2 (2-\nu) \left(\frac{h}{a} \right)^2 \right]}}{2\nu} \quad [9]$$

$$F_i = \frac{v i^2 \pi^2 \left(\frac{h}{a}\right)^2}{\kappa_i (\kappa_i + 1) - v i^2 \pi^2 \left(\frac{h}{a}\right)^2} \quad [10]$$

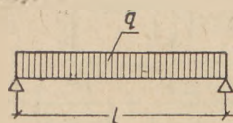
Współczynniki A_i wyznaczamy metodą ortogonalizacyjną B. G. Galerkiną otrzymujemy:

$$A_i = \frac{\iint_{\Omega} \frac{P}{D} \varphi_i dx dy}{\iint_{\Omega} \nabla^4 \varphi_i \cdot \varphi_i dx dy} \quad [11]$$

Ω — oznacza obszar całkowania rozciągnięty na płytę. Całka stojąca w liczniku zależy od postaci funkcji $p(x, y)$, natomiast całka stojąca w mianowniku wyrazi się wzorem:

$$\begin{aligned} \iint_{\Omega} \nabla^4 \varphi_i \cdot \varphi_i dx dy &= \frac{a}{2h^3} \left[i^4 \pi^4 \left(\frac{h}{a}\right)^4 \left(\frac{1}{3} + \frac{2F_i}{\kappa_i + 3} + \frac{F_i^2}{2\kappa_i + 3} \right) + \right. \\ &- 2i^2 \pi^2 \left(\frac{h}{a}\right)^2 \kappa_i (\kappa_i + 1) \left(\frac{F_i}{\kappa_i + 1} + \frac{F_i^2}{2\kappa_i + 1} \right) + \kappa_i (\kappa_i + 1) (\kappa_i - 1) \\ &\left. (\kappa_i - 2) \left(\frac{F_i}{\kappa_i - 1} + \frac{F_i^2}{2\kappa_i - 1} \right) \right] \quad [12] \end{aligned}$$

Po obliczeniu współczynników κ_i , F_i , A_i podstawiamy je do wyrażenia [8] i otrzymujemy szukaną postać odkształcenia $u(x, y)$. Ze wzorów [5], [6], [7] wyznaczmy momenty zginające i skręcające, a zatem zagadnienie obliczenia płyty podpartej na trzech krawędziach możemy uważać za rozwiązane. Powyższa metoda, jak widzimy, jest krótka i nieskomplikowana, nie wymaga specjalnie dużego nakładu pracy rachunkowej, matematycznie jest poprawna i doskonale nadawałaby się do praktycznego zastosowania, gdyby nie jeden poważny mankament. Wyniki otrzymane przy jej pomocy są błędne i absolutnie niezgodne z rzeczywistym stanem rzeczy.



Rys. 2.

Aby odpowiedzieć na pytanie dlaczego tak się dzieje rozpatrzmy belkę jak na rys. 2. Zakładamy postać odkształcenia pod obciążeniem q

$$1) \quad y = \sum_{i=1}^{\infty} A_i \sin \frac{i \pi x}{l} \quad [13]$$

$$2) \quad y = \sum_{i=1}^{\infty} A_i \sin \frac{i 2 \pi x}{l} \quad [14]$$

Łatwo się przekonać, że sensowny i zgodny z rzeczywistością rezultat otrzymamy jedynie w pierwszym przypadku. Jak wynika z tego prostego przykładu założona a priori postać odkształconej musi, oprócz spełniania warunków brzegowych, posiadać właściwy przebieg wewnątrz przedziału. Rozpatrzmy pod tym kątem widzenia funkcję

$$\varphi_i(x, y) = \sin \frac{i \pi x}{a} \cdot \frac{y}{h} \left[1 + F_i \left(\frac{y}{h} \right) \kappa_i \right] \quad [15]$$

Funkcja ta jest iloczynem dwóch funkcji: jednej zależnej tylko od $x-a$ i drugiej zależnej tylko od $y-a$. Część zależna od $x-a$ ma przebieg wewnątrz przedziału prawidłowy, natomiast przebieg funkcji

$$Y_i = \frac{y}{h} \left[1 + F_i \left(\frac{y}{h} \right) \kappa_i \right] \quad [16]$$

budzi poważne i, jak się zaraz przekonamy, uzasadnione wątpliwości. Zbadamy najpierw zmienność współczynników κ_i i F_i w zależności od proporcji zamknięcia, tj. stosunku $\frac{h}{a}$ oraz w za-

leżności od wielkości i

mamy $0 < \frac{h}{a} < \infty$

$1 \leq i < \infty$ (i — liczby naturalne)

$$\kappa_i = \frac{2 - v + \sqrt{(2 - v)^2 + 4v \left[2 + v i^2 \pi^2 (2 - v) \left(\frac{h}{a}\right)^2 \right]}}{2v}$$

$$\lim_{i \rightarrow \infty} \kappa_i = \frac{2 - v + \sqrt{(2 - v)^2 + 8v}}{2v} = \frac{2 - v + 2 + v}{2v} =$$

$$\frac{h}{a} \rightarrow 0 \quad = \frac{4}{2 \cdot 0,3} = 6,67 \quad [17]$$

$$\lim_{\frac{h}{a} \rightarrow \infty} \kappa_i = \infty \quad [18]$$

$$\frac{h}{a} \rightarrow \infty$$

$$(i \rightarrow \infty)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \kappa_i}{\partial \left(\frac{h}{a}\right)} &= \frac{4v^2 i^2 \pi^2 (2 - v) \cdot 2 \left(\frac{h}{a}\right)}{4v \sqrt{(2 - v)^2 + 4v \left[2 + v i^2 \pi^2 (2 - v) \left(\frac{h}{a}\right)^2 \right]} \cdot 2v \pi^2 (2 - v)} = \\ &= \frac{\sqrt{(2 - v)^2 + 4v \left[2 + v i^2 \pi^2 (2 - v) \left(\frac{h}{a}\right)^2 \right]}}{2v \pi^2 (2 - v)} \cdot i^2 \left(\frac{h}{a}\right) > 0 \quad [19] \end{aligned}$$

analogicznie:

$$\frac{\partial \kappa_i}{\partial i} = \frac{2v \pi^2 (2 - v)}{\sqrt{(2 - v)^2 + 4v \left[2 + v i^2 \pi^2 (2 - v) \left(\frac{h}{a}\right)^2 \right]}} \cdot i \left(\frac{h}{a}\right)^2 > 0 \quad [19a]$$

zatem κ_i jest funkcją rosnącą i zawartą w przedziale $6,67 < \kappa_i < \infty$
Wprowadzamy oznaczenie

$$\sqrt{(2 - v)^2 + 4v \left[2 + v i^2 \pi^2 (2 - v) \left(\frac{h}{a}\right)^2 \right]} = \sqrt{Z}$$

$$F_i = \frac{v i^2 \pi^2 \left(\frac{h}{a}\right)^2}{\kappa_i (\kappa_i + 1) - v i^2 \pi^2 \left(\frac{h}{a}\right)^2} =$$

$$= \frac{v i^2 \pi^2 \left(\frac{h}{a}\right)^2}{(2 - v + \sqrt{Z})(2 + v + \sqrt{Z}) - v i^2 \pi^2 \left(\frac{h}{a}\right)^2} =$$

$$= \frac{4v^2}{4v^3 i^2 \pi^2 \left(\frac{h}{a}\right)^2 + (\sqrt{Z})^2 + 4\sqrt{Z} + 4 - v^2 - 4v^3 i^2 \pi^2 \left(\frac{h}{a}\right)^2} =$$

$$= \frac{4v^3 i^2 \pi^2 \left(\frac{h}{a}\right)^2}{4 + v^2 - 4v + 8v + 4v^2 i^2 \pi^2 (2 - v) \left(\frac{h}{a}\right)^2 +$$

$$+ 4\sqrt{Z} + 4 - v^2 + 4v^3 i^2 \pi^2 \left(\frac{h}{a}\right)^2} =$$

$$= \frac{4v^3 i^2 \pi^2 \left(\frac{h}{a}\right)^2}{4(2 + v) + 4\sqrt{Z} + 8v^2 i^2 \pi^2 \left(\frac{h}{a}\right)^2 (1 - v)} > 0 \quad [20]$$

bowiem zarówno mianownik jak i licznik są dodatnie

$$\lim F_i = 0 \quad [21]$$

$$\frac{h}{a} \rightarrow 0$$

$$\lim F_i = \frac{4v^3 i^2 \pi^2}{8v^2 i^2 \pi^2 (1-v)} = \frac{v}{2(1-v)} = \frac{0,3}{2,0,7} = 0,214 \quad [22]$$

$$\frac{h}{a} \rightarrow \infty$$

$$(i \rightarrow \infty)$$

Zatem F_i zawiera się w przedziale $0 < F_i < 0,214$ przy czym jest także funkcją rosnącą ze wzrostem $\frac{h}{a}$ (lub i). Obliczenia pochodnej $\frac{\partial F_i}{\partial (\frac{h}{a})}$, oraz badania jej znaku nie przytoczono ze względu

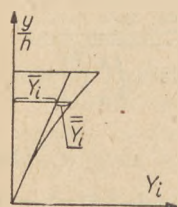
na długie rachunki.

Z powyższych rozważań wynika, że przedstawiona wzorem [16] funkcja

$$Y_i = \frac{y}{h} \left[1 + F_i \left(\frac{y}{h} \right)^i \right] = \frac{y}{h} + F_i \left(\frac{y}{h} \right)^{i+1} = \bar{Y}_i + \bar{\bar{Y}}_i \quad [23]$$

ma postać jak na rys. 3, przy czym

$$\frac{\bar{Y}_i}{\bar{\bar{Y}}_i} < 0,214 \quad [24]$$



Rys. 3.

Podobny przebieg będzie miała także dowolna kombinacja liniowa funkcji Y_i . Jest rzeczą oczywistą, że taki kształt powierzchni odkształconej nie wyczerpuje wszystkich występujących w praktyce możliwości i jest zgodny ze stanem faktycznym tylko dla niektórych przypadków obciążeń.

Zatem w ogólnym wypadku obliczenie oparte na szeregu [8] doprowadzi do błędnych wyników. Sprawdzenia powyższych wniosków dokonano na konkretnym przypadku. Rozpatrzono mianowicie zasuwę płaską przedstawioną na rys. 4.

$$h = 9,80 \text{ m}$$

$$a = 7,14 \text{ m}$$

$$h_2 = 4,40 \text{ m}$$

$$\gamma h_2 = 1,0 \cdot 4,40 = 4,40 \text{ t/m}^3$$

$$\frac{h_2}{h} = \frac{2,40}{9,80} = 0,449$$

TABLICA 1

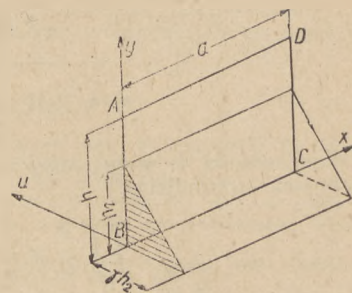
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
h	a	$\frac{h}{a}$	$\left(\frac{h}{a}\right)^2$	v	$2v$	$4v$	$2v$	$(2-v)^2$	i^2	π	π^2	$\frac{4 \cdot 5 \cdot 8}{10 \cdot 12}$
9,80	7,14	1,373	1,884	0,3	0,6	1,2	1,7	2,89	1	3,142	9,87	9,483

14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
$2 + \frac{4}{13}$	$\frac{7}{14}$	$\frac{9}{15}$	$\sqrt{\frac{16}{16}}$	$\frac{8}{17}$	$\frac{10}{18}$	$\frac{4 \cdot 5}{10 \cdot 12}$	$\frac{19}{19} + 1$	$\frac{19 \cdot 21}{19 \cdot 21}$	$\frac{22 - 20}{22 - 20}$	$\frac{20 \cdot 23}{20 \cdot 23}$
11,483	13,780	16,670	4,087	5,787	9,645	5,579	10,645	102,671	97092	0,0575
x										F

Obliczenia przeprowadzono w tonach i metrach.

Zasuwę tę obliczono dwiema metodami:

1) metodą dr T. Wolffa, 2) metodą różnic skończonych i wyniki porównano. Metoda różnic skończonych jest teoretycznie poprawna, a dokładność uzyskanych przy jej pomocy wyników jest zależna od stopnia podziału rozpatrywanej płyty na poletka. Przy dostatecznie gęstym podziale można rozwiązanie uważać za ścisłe. Ewentualna rozbieżność wyników potwierdzi nam słuszność wniosku o błędności metody dr T. Wolffa.



Rys. 4.

Rozwiązanie metodą dr T. Wolffa

Dla skrócenia rachunków ograniczymy się w szeregu [8] tylko do pierwszego wyrazu $i = 1$ ($i = 1$ pomijamy)

$$u(x,y) = A \sin \frac{\pi x}{a} \cdot \frac{y}{h} \left[1 + F \left(\frac{y}{h} \right)^x \right] \quad [25]$$

$$x = \frac{2-v + \sqrt{(2-v)^2 + 4v \left[2 + v \pi^2 \left(\frac{h}{a} \right)^2 (2-v) \right]}}{2v}$$

$$F = \frac{v \pi^2 \left(\frac{h}{a} \right)^2}{x \cdot (x+1) - \pi^2 \left(\frac{h}{a} \right)^2}$$

zatem

$$u(x,y) = A \sin \frac{\pi x}{a} \cdot \frac{y}{h} \left[1 + 0,0575 \left(\frac{y}{h} \right)^{9,645} \right] \quad [26]$$

$$\begin{aligned} \iint_{\Omega} \nabla^4 \varphi \cdot \varphi \, dx dy &= \frac{a}{2h^3} \left[\pi^4 \left(\frac{h}{a} \right)^4 \left(\frac{1}{3} + \frac{2F}{x+3} + \frac{F^2}{2x+3} \right) + \right. \\ &\quad - 2\pi^2 \left(\frac{h}{a} \right)^2 x(x+1) \left(\frac{F}{x+1} + \frac{F^2}{2x+1} \right) + (x+1)x(x+ \\ &\quad \left. - 1)(x-2) \left(\frac{F}{x-1} + \frac{F^2}{2x-1} \right) \right] = \frac{a}{2h^3} |B| \end{aligned}$$

gdzie wprowadzono oznaczenie

TABLICA II.

25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35
ϵ^4	π^4	$\left(\frac{h}{a}\right)^4$	$\frac{(25) \cdot (26)}{(27)}$	$2 \cdot (24)$	$3 \cdot (19)$	$(29) \cdot (30)$	$(24)^2$	$2 \cdot (19)$	$3 \cdot (33)$	$(32) \cdot (34)$
1	97,41	35,49	345,71	0,115	12,645	0,00909	0,00331	19,29	22,29	0,000148

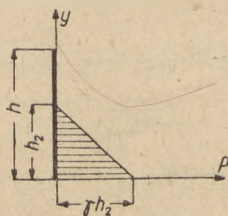
36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46
$\frac{1}{2} + \frac{(31)}{(35)}$	$(28) \cdot (36)$	$\frac{2 \cdot (4)}{(10) \cdot (12)}$	$(22) \cdot (38)$	$(24) : (21)$	$1 + (33)$	$(32) \cdot (41)$	$(40) + (42)$	$(39) \cdot (43)$	$(19) - 1$	$(19) - 2$
0,3426	118,44	39,19	3818	0,0054	20,29	0,000163	0,00556	21,228	8,645	7,645

47	48	49	50	51	52	53
$\frac{(22) \cdot (45)}{(46)}$	$(24) : (45)$	$(33) - 1$	$(32) : (49)$	$(48) + (50)$	$(47) \cdot (51)$	$\frac{(37) - (44)}{(52)}$
6786	0,00665	18,29	0,000181	0,000 683	46,348	143,56
[]						

$$[B] = \left[\pi^4 \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^4 \cdot \left(\frac{1}{3} + \frac{2 \cdot F}{\pi + 3} + \frac{F^2}{2 \cdot \pi + 3} \right) - 2 \cdot \pi^2 \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2 \cdot \pi \cdot (\pi + 1) \cdot \left(\frac{F}{\pi + 1} + \frac{F^2}{2 \cdot \pi + 1} \right) + (\pi + 1) \cdot \pi \cdot (\pi - 1) \cdot (\pi - 2) \cdot \left(\frac{F}{\pi - 1} + \frac{F^2}{2 \cdot \pi - 1} \right) \right]$$

Wyznaczamy teraz całkę:

$$\iint_{\Omega} \frac{p}{D} \varphi \, dx dy = \frac{1}{D} \iint_{\Omega} p \cdot \varphi \, dx dy$$



Rys. 5.

D zakładamy stałe na całym obszarze płyty

$$p(y) = \begin{cases} 0 & \text{w przedziale } (h_2, h) \\ \gamma h \left[\left(\frac{h_2}{h}\right) - \left(\frac{y}{h}\right) \right] & \text{w przedziale } (0, h_2) \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \iint_{\Omega} p \varphi \, dx dy &= \int_0^{h_2} \int_0^h \gamma h \left[\left(\frac{h_2}{h}\right) - \left(\frac{y}{h}\right) \right] \sin \frac{\pi x}{a} \cdot \frac{y}{h} \left[1 + F \left(\frac{y}{h}\right)^{\pi} \right] dx dy = \gamma h \int_0^{h_2} \int_0^h \left[-\left(\frac{y}{h}\right) + \left(\frac{h_2}{h}\right) \right] \sin \frac{\pi x}{a} \cdot \frac{y}{h} \, dx dy + \gamma h \int_0^{h_2} \int_0^h \left[-\left(\frac{y}{h}\right) + \left(\frac{h_2}{h}\right) \right] \cdot \sin \frac{\pi x}{a} \cdot F \left(\frac{y}{h}\right)^{\pi+1} dx dy \end{aligned}$$

Drugi składnik tej sumy jest znikomo mały w stosunku do pierwszego i można go pominąć. Otrzymujemy:

$$\begin{aligned} \iint_{\Omega} p \varphi \, dx dy &\simeq \gamma h \int_0^{h_2} \int_0^h \left[-\left(\frac{y}{h}\right) + \left(\frac{h_2}{h}\right) \right] \sin \frac{\pi x}{a} \cdot \frac{y}{h} \, dx dy = \\ &= \frac{2a \gamma h}{\pi} \int_0^{h_2} \left[-\left(\frac{y}{h}\right)^2 + \left(\frac{h_2}{h}\right) \left(\frac{y}{h}\right) \right] dy = \frac{2a \gamma h^2}{\pi} \left[-\frac{1}{3} \left(\frac{h_2}{h}\right)^3 + \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} \left(\frac{h_2}{h}\right)^3 \right] = \frac{2a \gamma h^2}{\pi} \left[-\frac{1}{3} \cdot 0,449^3 + \frac{1}{2} \cdot 0,449^3 \right] = \frac{2a \gamma h^2}{\pi} \cdot 0,0151 \end{aligned}$$

Zatem

$$A = \frac{\iint_{\Omega} p \varphi \, dx dy}{D \iint_{\Omega} \nabla^4 \varphi \cdot \varphi \, dx dy} = \frac{\frac{2a \gamma h^2}{\pi} \cdot 0,0151}{\frac{aD}{2h^3} \cdot 143,56} = 0,000421 \frac{\gamma h^5}{\pi D} \quad [27]$$

ostatecznie

$$u(x, y) = \frac{12,11}{D} \sin \frac{\pi x}{a} \cdot \frac{y}{h} \left[1 + 0,0575 \left(\frac{y}{h}\right)^9 \right] \quad [28]$$

Maksymalne ugięcie występuje w punkcie o współrzędnych

$$x = \frac{a}{2}, \quad y = h \quad \text{i wynosi}$$

$$U_{\max} = \frac{12,11}{D} \cdot 1 \cdot \left[1 + 0,0575 \right] = \frac{12,81}{D} \quad [29]$$

Z warunku nieprzekroczenia maksymalnego ugięcia $U_{\max} = \frac{1}{600} a$ wyznaczamy potrzebne $D_{\min}$

$$\frac{7,14}{600} = \frac{12,81}{D_{\min}} \rightarrow D_{\min} = \frac{12,81 \cdot 600}{7,14} = 1076 \, \text{tm}^2/\text{m} \quad [30]$$

Wzory [5], [6], [7] przybierają postać

$$M = -\sin \frac{\pi x}{a} \left[2,343 \left(\frac{y}{h} \right) + 0,135 \left(\frac{y}{h} \right)^{10,645} - 0,223 \left(\frac{y}{h} \right)^{8,645} \right] \cong$$

$$\cong -2,343 \sin \frac{\pi x}{a} \cdot \frac{y}{h} \text{ tm/m} \quad [31]$$

$$M_y = \nabla \sin \frac{\pi x}{a} \left[0,703 \left(\frac{y}{h} \right) + 0,040 \left(\frac{y}{h} \right)^{10,645} + \right. \quad [32]$$

$$\left. - 743 \left(\frac{y}{h} \right)^{8,645} \right] \text{ tm/m}$$

$$M_{xy} = -M_{yx} = \cos \frac{\pi x}{a} \left[0,381 + 0,233 \left(\frac{y}{h} \right)^{9,645} \right] \text{ tm/m} \quad [33]$$

Wykresy u , M_x , M_y i M_{xy} mają postać jak na rysunkach 6—9.

Rozwiązanie metodą różnic skończonych

Ze względu na znaczne uproszczenia rachunkowe w wypadku możliwości podziału płyty na kwadratowe poletka przeprowadzamy rachunek przy zaokrąglonych wymiarach.

$$a = 7,00 \text{ m} \quad h = 10,00 \text{ m} \quad h_2 = 4,50 \text{ m}$$

Błąd jaki tu popełniamy jest znikomy i nie wpływa w istotny sposób na wynik obliczeń. Wymiary poletka przyjęto

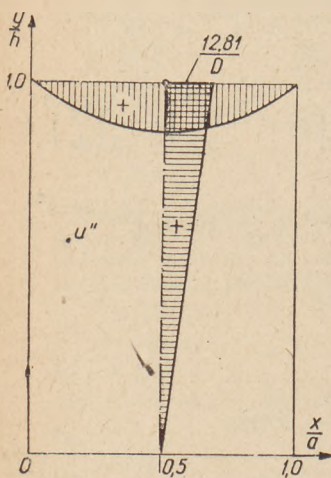
$$\Delta x = \Delta y = 1,00 \text{ m}$$

Po przyjęciu oznaczenia upraszczającego zapis

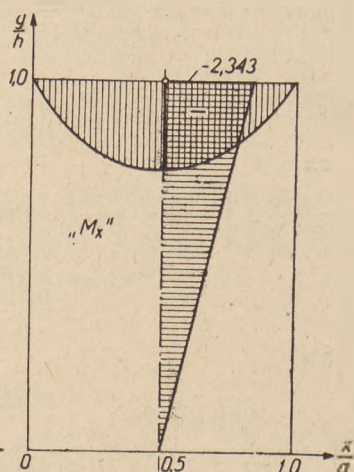
$$w = u \frac{D}{\Delta x^4} \quad [34]$$

mamy:
równanie równowagi płyty

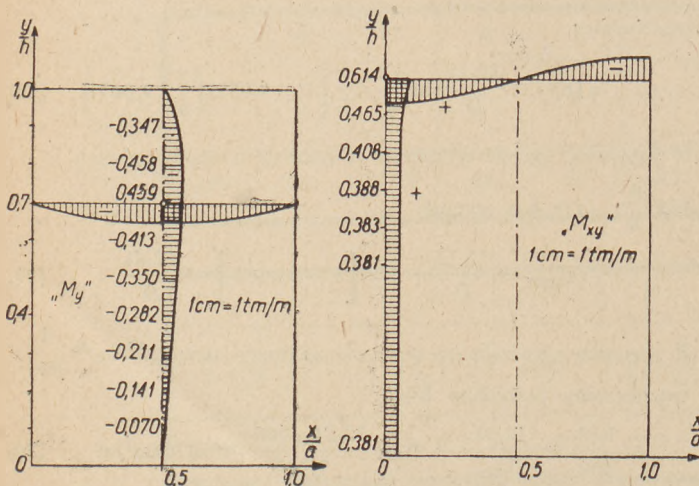
$$\Delta^4_{xxxx} w + 2\Delta^4_{xxyy} w + \Delta^4_{yyyy} w = p \quad [35]$$



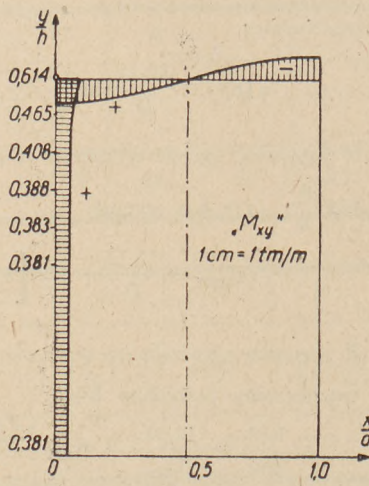
Rys. 6.



Rys. 7.



Rys. 8.



Rys. 9.

warunki brzegowe:

brzezi AB i CD $x = 0$ $x = a$

$$w = \Delta^2_{xx} w = 0 \quad [36]$$

brzeg BC $y = 0$

$$w = \Delta^2_{yy} w = 0 \quad [37]$$

brzeg AD $y = h$

$$\Delta^2_{yy} w + v \Delta^2_{xx} w = 0$$

$$\Delta^3_{yyy} w + (2 - v) \Delta^3_{xxy} w = 0 \quad [38]$$

Kolejne różnice skończone wyrażają się wzorami:

$$\begin{aligned} & \bullet_{i,j+2} \quad \bullet_{i-1,j+1} \quad \bullet_{i,j+1} \quad \bullet_{i+1,j+1} \\ & \bullet_{i-2,j} \quad \bullet_{i-1,j} \quad \bullet_{i,j} \quad \bullet_{i+1,j} \quad \bullet_{i+2,j} \\ & \bullet_{i-1,j-1} \quad \bullet_{i,j-1} \quad \bullet_{i+1,j-1} \\ & \bullet_{i,j-2} \end{aligned}$$

Rys. 10.

$$\Delta^2_{xx} w = w_{i+1,j} - 2w_{i,j} + w_{i-1,j}$$

$$\Delta^2_{yy} w = w_{i,j+1} - 2w_{i,j} + w_{i,j-1}$$

$$\Delta^2_{xy} w = \frac{1}{4} (w_{i+1,j+1} - w_{i-1,j+1} + w_{i-1,j-1} - w_{i+1,j-1})$$

$$\Delta^3_{xxx} w = \frac{1}{2} (w_{i+2,j} - 2w_{i+1,j} + 2w_{i-1,j} - w_{i-2,j})$$

$$\Delta^3_{xxy} w = \frac{1}{2} (w_{i+1,j+1} - 2w_{i+1,j} + w_{i+1,j-1} - w_{i-1,j+1} + 2w_{i-1,j} -$$

$$w_{i-1,j-1})$$

$$\Delta^3_{yyy} w = \frac{1}{2} (w_{i,j+2} - 2w_{i,j+1} + 2w_{i,j-1} - w_{i,j-2})$$

$$\Delta^3_{xxy} w = \frac{1}{2} (w_{i+1,j+1} - 2w_{i+1,j} + w_{i-1,j+1} - w_{i+1,j-1} + 2w_{i,j-1} -$$

$$- w_{i-1,j-1})$$

$$\Delta^4_{xxxx} w = w_{i+2,j} - 4w_{i+1,j} + 6w_{i,j} - 4w_{i-1,j} + w_{i-2,j}$$

$$\Delta^4_{yyyy} w = w_{i,j+2} - 4w_{i,j+1} + 6w_{i,j} - 4w_{i,j-1} + w_{i,j-2}$$

$$\Delta^4_{xxyy} w = w_{i+1,j+1} - 2w_{i+1,j} + w_{i+1,j-1} - 2w_{i,j+1} + 4w_{i,j} -$$

$$- 2w_{i,j-1} + w_{i-1,j+1} - 2w_{i-1,j} + w_{i-1,j-1}$$

Równanie równowagi [35] płyty dla punktu (i, j) przybiera postać

$$20 w_{i,j} - 8(w_{i+1,j} + w_{i-1,j} + w_{i,j+1} + w_{i,j-1}) + 2(w_{i+1,j+1} +$$

$$+ w_{i+1,j-1} + w_{i-1,j+1} + w_{i-1,j-1}) + (w_{i+2,j} + w_{i-2,j} + w_{i,j+2} +$$

$$+ w_{i,j-2}) = p \quad [40]$$

Warunki brzegowe przybierają postać:

$$\text{dla brzegów } x = 0, x = a, w_{i,j} = 0, w_{i-1,j} = \Delta w_{i+1,j} \quad [41]$$

$$\text{dla brzegu } y = 0 w_{i,j} = 0, w_{i,j-1} = -w_{i,j+1} \quad [42]$$

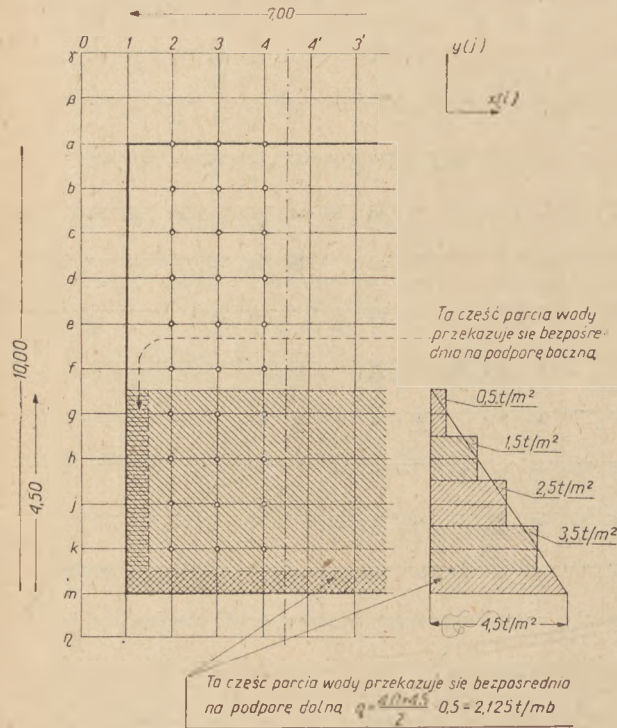
TABLICA III. MATRYCA UKŁADU RÓWNAŃ

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	wyraz	
	a2	a3	a4	b2	b3	b4	c2	c3	c4	d2	d3	d4	e2	e3	e4	f2	f3	f4	g2	g3	g4	h2	h3	h4	j2	j3	j4	k2	k3	k4	wolny	
1	+6,075	-3,22	+0,455	-5,4	+1,7		+1																								0	
2	-3,22	+6,53	-2,765	+1,7	-5,4	+1,7		+1																							0	
3	+0,455	-2,765	+3,31		+1,7	-3,7			+1																						0	
4	-5,4	+1,7		+18	-8	+1	-8	+2		+1																					0	
5	+1,7	-5,4	+1,7	-8	+19	-7	+2	-8	+2		+1																				0	
6		+1,7	-3,7	+1	-7	+11	+2	-6				+1																			0	
7	+1			-8	+2		+19	-8	+1	-8	+2		+1																		0	
8		+1		+2	-8	+2	-8	+20	-7	+2	-8	+2		+1																	0	
9			+1		+2	-6	+1	-7	+12		+2	-6																			0	
10				+1			-8	+2	+19	-8	+1	+1	-8	+2		+1															0	
11					+1		+2	-8	+2	-8	+20	-7	+2	-8	+2		+1														0	
12							+2	-8	+2	-8	+20	-7	+2	-8	+2			+1													0	
13							+1			-8	+2		+19	-8	+1	-8	+2		+1												0	
14								+1		+2	-8	+2	-8	+20	-7	+2	-8	+2		+1											0	
15									+1	+2	-8	+2	-8	+20	-7	+2	-8	+2			+1										0	
16											+2	-6	+1	-7	+12	+19	-8	+1	-8	+2											0	
17										+1			-8	+2		-19	-8	+1	-8	+2											0	
18											+1		+2	-8	+2	+1	-7	+12		+2	-6										0	
19												+1		+2	-6	-8	+2		+19	-8	+1	-8	+2	+1							0	
20													+1			+2	-8	+2	-8	+20	-7	+2	-8	+2	+1						0,5	
21														+1			+2	-6	+1	-7	+12		+2	-6		+1					0,5	
22																+1			-8	+2		+19	-8	+1	-8	+2					1,5	
23																	+1		+2	-8	+2	-8	+20	-7	+2	-8	+2		+1		1,5	
24																		+1	+1	+2	-6	+1	-7	+12	+2	-6				+1	2,5	
25																			+1			-8	+2	+19	-8	+1	-8	+2			2,5	
26																				+1		+2	-8	+2	-8	+20	-7	+2	-8	+2	2,5	
27																				+1			+2	-6	+1	-7	+12		+2	-6	2,5	
28																						+1		-8	+2		+18	-8	+1		3,5	
29																							+1		+2	-8	+2	-8	+19	-7		3,5
30																								+1		+2	-6	+1	-7	+11		3,5

dla brzegu $y = h$

$$\left. \begin{aligned} w_{i,j+1} + w_{i,j-1} + 0,3(w_{i+1,j} + w_{i-1,j}) - 2,6w_{i,j} &= 0 \\ w_{i,j+2} - w_{i,j-2} + 1,7(w_{i+1,j+1} + w_{i-1,j+1} - w_{i+1,j-1} - w_{i-1,j-1}) &= 0 \\ -w_{i-1,j-1} + 5,4(w_{i,j-1} - w_{i,j+1}) &= 0 \end{aligned} \right\} [43]$$

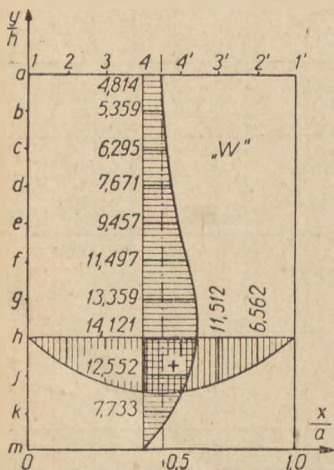
Podział płyty na poletka przedstawione na rys. 11.



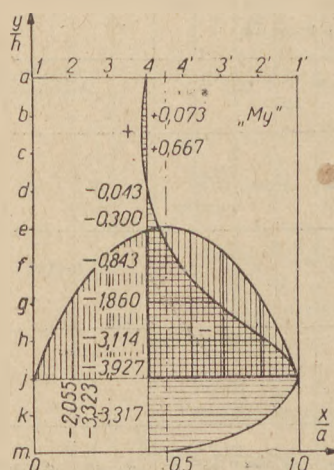
Z warunków brzegowych krawędzi swobodnej $y = h$ znajdujemy

$$\left. \begin{aligned} \beta_2 &= 2,6 a_2 - 0,3 a_3 - b_2 \\ \beta_3 &= -0,3 a_2 + 2,6 a_3 - 0,3 a_4 - b_3 \\ \beta_4 &= -0,3 a_3 + 2,3 a_4 - b_4 \\ \gamma_2 &= 14,55 a_2 - 6,04 a_3 + 0,51 a_4 - 10,8 b_2 + 3,4 b_4 + c_2 \\ \gamma_3 &= -6,04 a_2 + 15,06 a_3 - 5,53 a_4 + 3,4 b_2 - 10,8 b_3 + 3,4 b_4 + c_3 \\ \gamma_4 &= 0,51 a_2 - 5,53 a_3 + 9,02 a_4 + 3,4 b_3 - 7,4 b_4 + c_4 \end{aligned} \right\} [44]$$

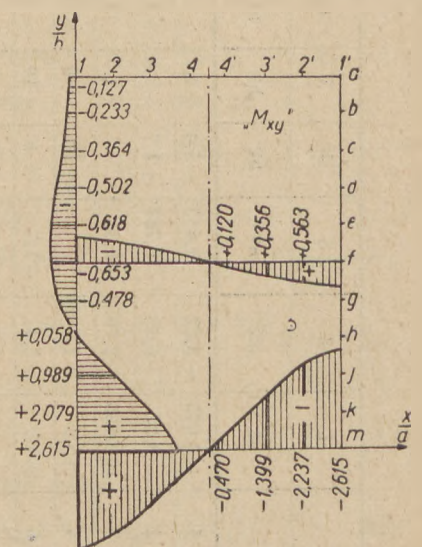
Ustawiając równania równowagi dla wszystkich punktów podziału płyty i wykorzystując warunki brzegowe otrzymujemy ostatecznie następujący układ 30 równań z 30 niewiadomymi, z którego wyznaczamy szukanie ugięcia $w_{i,j}$ (tabl. III).



Rys. 12.



Rys. 13.



Rys. 15.

Układ ten rozwiązano przy zastosowaniu metody krakowianów i otrzymano następujące wartości pierwiastków (ugięć $w_{i,j}$).

$$\begin{aligned} a_2 &= 2,142 & b_2 &= 2,387 & c_2 &= 2,807 & d_2 &= 3,428 & e_2 &= 4,241 \\ a_3 &= 3,863 & b_3 &= 4,300 & c_3 &= 5,053 & d_3 &= 6,162 & e_3 &= 7,610 \\ a_4 &= 4,814 & b_4 &= 5,359 & c_4 &= 6,295 & d_4 &= 7,671 & e_4 &= 9,457 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_2 &= 5,195 & g_2 &= 6,106 & h_2 &= 6,562 & j_2 &= 5,939 & k_2 &= 3,735 \\ f_3 &= 9,279 & g_3 &= 10,826 & h_3 &= 11,512 & j_3 &= 10,297 & k_3 &= 6,390 \\ f_4 &= 11,497 & g_4 &= 13,359 & h_4 &= 14,121 & j_4 &= 12,552 & k_4 &= 1,733 \end{aligned}$$

Wykres ugięć w przedstawia rys. 12

$$u = \frac{w}{D} \Delta x^4$$

Wzory [5], [6], [7], po uwzględnieniu zależności

$$\Delta x = \Delta y = 1,0 \text{ m} \quad u = w \frac{\Delta x^4}{D}$$

przybierają postać

$$M_x = \Delta^2_{xx} w + v \Delta^2_{yy} w \text{ tm/m} \quad [45]$$

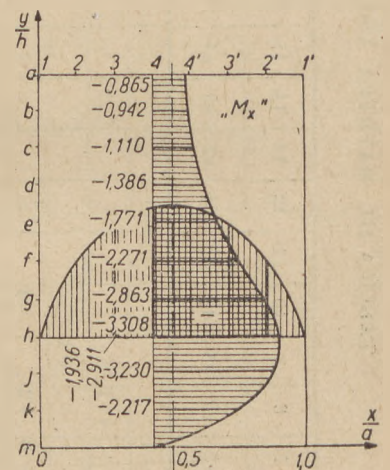
$$M_y = v \Delta^2_{xx} w + \Delta^2_{yy} w \text{ tm/m} \quad [46]$$

$$M_{xy} = -M_{yx} = 0,7 \Delta^2_{xy} w \text{ tm/m} \quad [47]$$

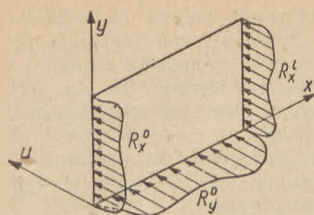
Wartości różnic skończonych występujące w powyższych wzorach są podane w zależnościach [39]

Wykresy momentów M_x , M_y , M_{xy} mają postać jak na rys. 13, 14 i 15.

Jak widzimy rezultaty otrzymane metodą dr Wolffa i metodą różnic skończonych są całkowicie odmiennie. Wynika stąd, że jedna z tych metod musi być błędna. Poprawność rachunku wykonanego metodą różnic skończonych sprawdziliśmy łatwo, np. ustawiając równanie rzutów na oś „w” sił działających na płytę.



Rys. 14.



W tym celu znajdujemy reakcje podpór, które wyrażają się wzorami: (rys. 16).

Rys. 16.

$$R_x^o = R_x^l = D \left[\frac{\partial^3 u}{\partial x^3} + (2-\nu) \frac{\partial^3 u}{\partial x \partial y^2} \right] \text{ t/m} \quad [48]$$

$$R_y^o = D \left[\frac{\partial^3 u}{\partial y^3} + (2-\nu) \frac{\partial^3 u}{\partial x^2 \partial y} \right] \text{ t/m}$$

Po uwzględnieniu zależności

$$\Delta x = \Delta y = 1,0 \text{ m} \quad u = \frac{\Delta x^4}{D}$$

otrzymamy:

$$R_x^o = \Delta^3_{xxx} w + 1,7 \Delta^3_{yyy} w \text{ t/m} \quad [49]$$

$$R_y^o = \Delta^3_{yyy} w + 1,7 \Delta^3_{xxx} w \text{ t/m}$$

Wartości różnic skończonych występujące w powyższych wzorach są podane w zależnościach [39].

Reakcje narożne są siłami skupionymi, działającymi w narożach płyty i wyrażają się wzorami:

$$M_{x=0}^y = M_{xy} - M_{yx} = 2 M_{xy} t \quad [50]$$

$$M_{x=0}^y = M_{yx} - M_{xy} = -2 M_{xy} t$$

Rozkład i wartości reakcji podpór obliczonych na podstawie wzorów [49] i [50] przedstawia rys. 17.

Aby otrzymać całkowite reakcje należy do wielkości przedstawionych na tym wykresie dodać jeszcze reakcje od parcia wody przekazującego się bezpośrednio na podpory (paski zakreślowane na rys. 11).

Sprawdzenie sumy rzutów na oś „w”

$$\Sigma p = \frac{1}{2} \cdot 4,50 \cdot 4,50 \cdot 7,0 = 70,875 \text{ t}$$

$$\Sigma R = 2,125 \cdot 7 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,0 \cdot 4,0 \cdot 0,5 + 2 \cdot 1,0 (3,367 + 4,713 + 5,197) + 2 \cdot 1,0 (3,683 + 4,269 + 3,446 + 2,610 + 1,184 + 0,632 + 0,368 + 0,219 + 0,177 + 0,103) - 2 \cdot 5,230 - 2 \cdot$$

$$\cdot 0,254 = 14,875 + 8,000 + 26,554 + 32,482 - 10,460 - 0,508 = 70,943 \text{ t} \approx 70,875 \text{ t}$$

Jak widzimy, przy pomocy metody różnic skończonych otrzymane rezultaty prawidłowe wydaje się więc, że metoda dr T. Wolffa daje błędne wyniki.

Wniosek ten jest zgodny z przytoczonymi w pierwszej części artykułu teoretycznymi rozważaniami.

Trzeba jeszcze nadmienić, że zaproponowany przez dr T. Wolffa schemat konstrukcji zasuwy w postaci dwustronnych blach opierających, połączonych przeponami pionowymi i poziomymi, jest nie do przyjęcia, ze względu na trudności wykonania i konserwacji. Trudności tych możemy uniknąć, zastępując jedną z blach opierających rusztem z krzyżujących się taśm stalowych.

Reasumując powyższe wywody stwierdzamy, że poszukiwanie przybliżonych metod rozwiązywania płyt jest na ogół niecelowe wobec posiadania tak doskonałego aparatu obliczeniowego, jakim jest metoda różnic skończonych. Wyniki osiągnięte w niniejszym artykule zostały uzyskane przy bardzo gęstym podziale, co pociągnęło za sobą konieczność rozwiązania układu dosyć znacznej (30) ilości równań liniowych. Osiągnięto dzięki temu wyniki bardzo zbliżone do ścisłych — błędy nie przekraczają 1%.

Przyjmując np. $\Delta x = \Delta y = 1,40 \text{ m}$ zredukowalibyśmy układ równań do czterdziestu, co znakomicie skróciłoby rachunki, zaś dokładność wyników byłaby także zadowalająca.

INŻ. MIECZYŚLAW WESOŁOWSKI

Zakład Siłowni Okrętowych Politechniki Gdańskiej

Możliwości zastosowania napędu gazogeneratorowego w taborze rzeczonym

Odpowiedź na to pytanie, jeżeli ma być zrozumiała i uzasadniona, wymaga przede wszystkim ustalenia, co to jest napęd gazogeneratorowy, na czym on polega, jaki jest obecny stan jego technicznego rozwoju i w czym tkwią jego zalety w stosunku do pozostałych rodzajów napędu.

Otóż gazogeneratorową nazywamy instalację napędową, obejmującą jako główny element składowy aparat, w którym droga celowego, niezupełnego spalania, w obecności pary wodnej, następuje przetworzenie paliwa stałego w gaz palny. Aparat ten nazywa się gazogeneratorem (czasem również wytwornicą, czadnicą) i stąd nazwa instalacji napędowej i samego napędu. Produkt gazyfikacji — gaz generatorowy może służyć dalej do napędu silnika spalinowego, tłokowego lub turbiny gazowej, jako pierwotnych źródeł mechanicznej energii napędowej. Dalsze przeniesienie mocy ze sprzęgła silnika na pędnik może być takie samo jak w spalinowych instalacjach napędowych na paliwo płynne.

Jak widać z tego krótkiego definiującego opisu, napęd gazogeneratorowy podzielić można na dwie zasadnicze odmiany:

pierwszą — wykorzystującą jako źródło energii mechanicznej silnik spalinowy tłokowy, nazwijmy ją odmianą silnikową, drugą — wykorzystującą w tym celu turbinę gazową, nazwijmy ją odmianą turbinową.

Zaraz na wstępie należy powiedzieć, że odmiana pierwsza, silnikowa, została zastosowana praktycznie do napędu pojazdów mechanicznych i taboru pływającego jeszcze przed pierwszą wojną światową. W okresie między pierwszą a drugą wojną światową rozwój silnikowej odmiany napędu gazogeneratorowego postępował coraz bardziej, by osiągnąć swój szczyt ze zrozumiałych zresztą powodów w okresie drugiej wojny światowej. Dla ścisłości obrazu należy jednak zauważyć, że zastosowanie napędu gazogeneratorowego w żegludze ograniczało się, i ogranicza do dzisiaj, tylko do Niemiec, krajów okupowanych przez Niemcy w czasie II wojny światowej i do Związku Radzieckiego. Obecnie największą dynamikę rozwoju wykazuje napęd gazogeneratorowy w Związku Radzieckim.

W odróżnieniu od silnikowej, turbinowa odmiana napędu gazogeneratorowego w żegludze nie wyszła jeszcze ze stadium roz-

ważań teoretycznych i prób, przede wszystkim ze względu na małe jeszcze zaawansowanie samej turbiny spalinowej, jako maszyny napędowej w taborze rzeczonym. Z tej przyczyny rozważenie możliwości zastosowania turbinowej odmiany mogłoby się oprzeć chwilowo tylko na analizie teoretycznej i nie stanowi w obecnej chwili zadania palącego. Natomiast zastosowanie już w obecnej chwili silnikowej odmiany napędu gazogeneratorowego jest całkowicie możliwe i realne, a przy ocenie tej możliwości możemy się opierać na wieloletnim doświadczeniu ruchowym i eksploatacyjnym. Dlatego też dalsze rozważania odnoszą się tylko do silnikowej odmiany napędu gazogeneratorowego.

W nowoczesnej gazogeneratorowej instalacji napędowej jednostek pływających znajduje prawie wyłącznie zastosowanie tak zwany silnik dwupaliwowy (dual fuel motor, Zündstrahlmotor), stanowiący niewątpliwie najwyższe, w danej chwili, osiągnięcie w dziedzinie okrętowych silników gazowych. Jest to silnik wysokoprężny, czterosuwowy, nawrotny lub nie, zasysający przez specjalny mieszalnik mieszaninę gazową powietrzną, zapaloną w stanie sprężenia przy pomocy wtrysku małej dawki paliwa płynnego, wynoszącej 5—12% całkowitego zużycia paliwa pod względem cieplnym. Procentowa ilość paliwa płynnego zależy od wielkości silnika i obecności dodatkowej pompki wtryskowej do pracy na gazie lub jej braku. Rozruch i manewry takiego silnika odbywają się na paliwie płynnym. Przy pracy ciągłej następuje przejście na paliwo gazowe. Stosunek sprężania stosowany w tych silnikach wynosi 12,5—15. W związku z tym, sprawności efektywne, stwierdzone w warunkach eksploatacyjnych, wynoszą 0,30—0,38, zależnie od wielkości, szybkości oraz konstrukcji silnika. Stosunkowo łatwe, wymagające niewielkich przeróbek, jest przestawienie silnika wysokoprężnego czterosuwowego na paliwo płynne na silnik dwupaliwowy. Przykładem takiej przeróbki jest gazowa wersja bardzo rozpowszechnionego w radzieckiej żegludze rzecznej silnika 3D6 pod postacią 3D6-GD. Moc przypadająca na jednostkę objętości roboczej cylindra jest dla silnika dwupaliwowego tylko nieznacznie niższa niż dla silnika wysokoprężnego na paliwo płynne. W związku z tym również i ciężar silnika na jednego KM jest tylko nieznacznie większy niż dla silnika wysokoprężnego na olej gazowy. Silnik może być sterowany odległościowo ze sterówki z rozruchem włącznie.

Instalacja gazogeneratorowa, jako główna część instalacji napędowej, ma za zadanie dostarczać gaz generatorowy, przydatny do spalania motorycznego w silniku. W związku z tym, ma ona do spełnienia trzy funkcje: wytwarzanie gazu, jego oczyszczanie oraz ochładzanie. W tym celu okrętowa instalacja gazogeneratorowa obejmuje zazwyczaj: gazogenerator, odpylacz cyklonowy, suchy; oczyszczacz mokry, połączony z chłodnicą (tzw. skrubler) oraz ekschauster odśrodkowy.

Warunki eksploatacji okrętowej instalacji gazogeneratorowej zajmują pośrednie miejsce między warunkami eksploatacyjnymi instalacji stacjonarnych i samochodowych. Łagodniejsze niż w transporcie samochodowym wymagania w odniesieniu do ciężaru i wymiarów gabarytowych instalacji umożliwiają proste konstrukcyjnie i pewne w eksploatacji ich rozwiązania. Nieograniczone prawie ilości wody, stojące do dyspozycji, oraz powierzchnia, wystarczająca do wygodnego rozmieszczenia w przedziale maszynowym pomocniczych urządzeń instalacji, ułatwiają bardzo chłodzenie i oczyszczanie gazu oraz obsługę, albo raczej kontrolę instalacji.

Gazogeneratory mogą posiadać różnorodną konstrukcję. Jednakże w warunkach okrętowych przeważają wytwornice górnociągowe o przeciwnych, pionowych kierunkach ruchu gazyfikowanego paliwa oraz powietrza, pary i gazu. Przy odpowiednim rozwiązaniu instalacji oczyszczania gazu, można zgazowywać w tych generatorach praktycznie wszystkie rodzaje paliwa gazogeneratorowego, z wyjątkiem tylko bardzo bogatych w smołę. Nowoczesne konstrukcje gazogeneratorów okrętowych mają następujące wspólne cechy:

- Całkowite lub częściowe chłodzenie komory gazyfikacji płaszczem wodnym. Parą wytwarzającą się w płaszczu wodnym wykorzystywana jest do procesu gazyfikacji, a jej nadmiar skraplany w dodatkowej chłodnicy. Ostatnio wykorzystuje się gorącą wodę z płaszcza, w obiegu centralnego ogrzewania wodnego, co podwyższa ogólną sprawność cieplną całej siłowni w chłodnych porach roku.
- Ruszt obrotowy, mechaniczny, zapewniający automatyczne mokre usuwanie popiołu i szlaki z komory gazyfikacji. Charakterystycznym elementem tych generatorów jest obracająca się wraz z rusztem czasza, stanowiąca zamknięcie wodne generatora od dołu.

- Mechaniczne i automatyczne podawanie paliwa na większych holownikach wprost z zasobni. Automatyczna regulacja procesu gazyfikacji, zależnie od pracy i obciążenia silnika. Sprawność cieplna gazogeneratorów wynosi 75 do 82%.
- W związku z tym sprawność ogólna gazogeneratorowej instalacji napędowej wynosi 0,22 do 0,26.

Instalacja pomocnicza, obsługująca gazogenerator, obejmuje następujące maszyny, aparaty i urządzenia specjalne, nie występujące w siłowni motorowej na paliwo płynne:

- pompę olejową, zębatą dla hydraulicznego napędu rusztu mechanicznego,
- dmuchawę powietrza dla zgazowania,
- skraplacz dla skraplania padmiaru pary,
- suchy cyklonowy oczyszczacz zgrubny gazu,
- oczyszczacz mokry — chłodnicę (skrubler),
- odśrodkową płuczkę gazu (ekschauster),
- ułatwiacz kropli płynu płuczącego (separator),
- pompę smoły,
- przyrządy kontrolno-pomiarowe,
- armaturę specjalną instalacji wytwarzania i oczyszczania gazu,
- pomocniczy zespół prądowców.

Do zgazowywania w takich instalacjach gazogeneratorowych nadają się następujące paliwa stałe, produkowane obecnie w kraju, względnie których produkcja na dużą skalę jest zamierzona w najbliższej przyszłości:

- półkoks węgla kamiennego,
- koks hutniczy sortyment 10—30 mm,
- półkoks węgla brunatnego,
- brykiety z węgla brunatnego,
- brykiety torfowe.

Przeprowadzona analiza, a częściowo badania wykazały, że przemysł przeróbki paliw stałych jest w stanie uzyskać takie własności paliw pod względem mechanicznym, aktywności w procesie gazyfikacji oraz czystości, które niezbędne są dla pomyślnego przebiegu procesu gazyfikacji. Wielkość krajowych zasobów tych paliw nie budzi również żadnych zastrzeżeń.

Opierając się na tej, z konieczności krótkiej charakterystyce napędu, można się już pokusić o ustalenie przesłanek, na których opiera się atrakcyjność napędu gazogeneratorowego, względnie przemawiających przeciwko niemu. Otóż za zastosowaniem tego napędu przemawiają następujące okoliczności:

- Napęd gazogeneratorowy wykorzystuje paliwa stałe, których krajowe zasoby i wydobycie, w przeciwieństwie do zasobów i wydobycia paliw płynnych, są wystarczające dla zaspokojenia potrzeb rozwijającej się w szybkim tempie gospodarki narodowej.
- Napęd gazogeneratorowy wykorzystuje te paliwa ekonomicznie pod względem cieplnym, to znaczy z wysoką sprawnością ogólną 0,22 do 0,26.
- Napęd gazogeneratorowy wykorzystuje paliwa stałe, pozbawione naturalnie lub sztucznie składników cennych dla przemysłu chemicznego przeróbki węgla, współdziałając, przyczyniając się w ten sposób do kompleksowego wykorzystania węgla.
- Napęd gazogeneratorowy jest napędem, który zdał pozytywnie egzamin trzydziestoletniej eksploatacji.

Łatwo zauważyć, że pierwsze trzy, zresztą najpoważniejsze, przyczyny atrakcyjności napędu gazogeneratorowego posiadają wartość z punktu widzenia gospodarki narodowej, natomiast nie stanowią zachęty dla bezpośredniego eksploatatora i dla załóg. Wysoka sprawność wykorzystania paliwa nie ma znaczenia dla armatora, jeżeli nie oznacza ona jednocześnie najniższych kosztów paliwa.

Tym zaletom napędu działającym w odległej płaszczyźnie gospodarki narodowej trzeba przeciwstawić braki, wady, dotyczące armatora i załogi bezpośrednio. A więc:

- zwiększone zużycie tulei cylindrowych, spowodowane niedostatecznym oczyszczeniem gazu z zanieczyszczeń mechanicznych oraz zwiększoną zawartością SO_2 w spalinach,
- zanieczyszczanie przewodów i zaworów smołą, wydzielającą się z niezupełnie oczyszczonego z niej gazu,
- niebezpieczeństwo zatrucia gazem (CO) przy nieszczelności instalacji, względnie przy remontach, zmuszające do zwiększonej ostrożności przy pracy oraz intensywnej wentylacji przedziału maszynowo-generatorowego,
- duże zużycie oleju smarowego, maszynowego i cylindrowego, niemal 2 razy większe niż dla siłowni motorowej,
- duży ciężar instalacji napędowej i przestrzeń zajmowana przez nią na statku, co oczywiście pociąga za sobą zwiększone koszty inwestycyjne.

Stosunki ciężarowe i kosztowe dla różnych siłowni ilustruje następujące zestawienie ciężarów kompletnie wyposażonych siłowni, z zapasem na 200 godzin pracy oraz zestawienie kosztów budowy siłowni różnego rodzaju dla holownika reńskiego 1000 KMe:

	Ciężar	Koszt
z dwusuwowym silnikiem Diesela	48 t — 1,0	1,0
z czterosuwowym silnikiem Diesela	68 t — 1,4	1,2
z silnikiem gazowym dwupaliwowym	116 t — 2,4	1,9
z silnikiem gazowym Otto	135 t — 2,8	2,2
siłownia parowa wysokiego ciśnienia	150 t — 3,1	—
siłownia parowa średniego ciśnienia	210 t — 4,4	—

Pod względem łatwości i wygody obsługi oraz warunków pracy załogi napęd gazogeneratorowy niewątpliwie ustępuje znacznie siłowni motorowej, a zapewne również nowoczesnej siłowni parowej z kotłami wodnorurowymi opalanymi ropą; przewyższa tylko klasyczną siłownię parową opalaną węglem. Pod względem pewności ruchu niewątpliwie najwyższej stoi siłownia parowa, podczas gdy motorowa i gazowa mogą być uznane za równorzędne. Trzeba jednak uwzględnić, że pewność ruchu w warunkach żegluga rzecznej nie ma tak zasadniczego znaczenia, jak w warunkach żegluga pełnomorskiej.

Dotychczasowy przegląd zalet i wad napędu gazogeneratorowego prowadzi raczej do negatywnych wniosków, wydawałoby się sprzecznych z rozwojem tego napędu w Związku Radzieckim i Niemczech. Jest to wynikiem pominięcia najważniejszego źródła atrakcyjności tego napędu — najniższego ze wszystkich rodzajów napędów kosztu paliwa. Ten właśnie niski koszt paliwa w ogólnym rachunku kosztów eksploatacyjnych, obejmujących koszty paliwa i innych materiałów, płace załogi, ubezpieczenia, remonty administrację i amortyzację, w pewnych warunkach równoważy z nadkładem wszystkie pozostałe składniki kosztu eksploatacyjnego. Np. dla wymienionego już wyżej holownika reńskiego 1000 KMe koszt paliwa w fenigach na KMe_h wynosi:

siłownia parowa na węgiel kamienny	— 2,860 fenig.
siłownia motorowa na olej gazowy	— 2,840 „
siłownia gazogeneratorowa na brykiety z węglem brunatnym	— 0,850 „

Ostatecznym kryterium celowości zastosowania napędu musi być jednak wskaźnik kosztów eksploatacyjnych, uwzględniający wszystkie składniki, wszystkie koszty częściowe. Wskaźnik kosztów eksploatacyjnych jest wskaźnikiem syntetycznym, uwzględniającym większość techniczno-ekonomicznych elementów charakterystyki statku. Dlatego właśnie posiada on największy ciężar gatunkowy. Jeżeli ponadto odniesie się ten wskaźnik do jednostki, mierzącej efekt przewozowy obiektu, a więc na przykład do 1000 tono-km, wówczas uwzględnia on również zewnętrzne warunki pracy statku, takie jak np. charakter i uzbrojenie techniczne drogi wodnej, rodzaje przewożonych towarów wyposażenie portów prze-

ładunkowych itp. Taki wskaźnik pozwala oceniać efektywność ekonomiczną obiektu w konkretnych warunkach jego pracy.

W ramach prac typizacyjnych, zmierzających do ustalenia typów taboru rzeczno, najbardziej efektywnych w przewidywanych warunkach pracy, przeprowadzono obliczenia kosztu własnego holowania w złotych na 1000 tono-km między innymi dla następujących jednostek i tras przewozowych:

Kanał Gliwicki holownik 125 KMe

motorowy 31,27 zł	gazogeneratorowy 43,99 zł
----------------------	------------------------------

Koźle — Wrocław — Koźle holownik 250 KMe

motorowy 24,26 zł	gazogeneratorowy 23,96 zł
----------------------	------------------------------

Wrocław — Szczecin — Wrocław holownik 500 KMe

motorowy 21,78 zł	gazogeneratorowy 17,70 zł	parowy 23,03 zł
----------------------	------------------------------	--------------------

Przyjęto dla wszystkich typów i wielkości holowników rozwiązanie siłowni według obecnego stanu postępu technicznego.

Już nawet te niepełne dane liczbowe pozwalają wyciągnąć ważne wnioski w sprawie możliwości zastosowania napędu gazogeneratorowego w naszym taborze rzeczno.

Pod względem ekonomicznym napęd gazogeneratorowy nie daje wyników rewelacyjnych, ale posiada niewątpliwą wyższość nad napędem parowym i to w całym zakresie spotykanych w żegludze śródlądowej mocy oraz na dowolnych trasach. Wyższość nad napędem motorowym osiąga napęd gazogeneratorowy w następujących warunkach:

- przy mocach siłowni przekraczających 500 KMe; jest to uzasadnione tym, że ze wzrostem mocy holownika wzrasta udział kosztu paliwa i smarów w całkowitym koszcie przewozu, a holownik gazogeneratorowy wykazuje najniższe koszty paliwa i smaru;
- na trasach, na których bilanse czasu rejsów wykazują najwyższy udział czasu jazdy, w całkowitym czasie trwania rejsu; odpowiada to trasom rzek nieskanalizowanych, z portami o dobrym wyposażeniu w urządzenia dźwigowe; tym warunkom odpowiada w pewnym stopniu trasa środkowej i dolnej Odry.

Potwierdzenie tych wniosków stanowi rozwój napędu gazogeneratorowego na Renie, właśnie rzecze nieskanalizowanej, gdzie stosowany on jest obecnie tylko na dużych holownikach trasowych, o mocy 800, 1000 i 1200 KMe.

W sprawie artykułu prof. R. Rosłońskiego „Średnie miesięczne wielkości parowania w dorzeczu Wisły i kilku jej dopływach z okresu 1925/26–1936/37“

Opublikowany w zeszycie 5/55 „Gospodarki Wodnej“ artykuł prof. R. Rosłońskiego wywołał oddźwięk wśród Czytelników czasopisma. Otrzymał uwagi inż. J. Ostrowskiego, przesłane prof. Rosłońskiemu, spowodowały odpowiedź autora. Ponieważ obie wypowiedzi miały charakter polemiczny, przeto Redakcja zwróciła się o zajęcie w tej sprawie stanowiska do Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego, skąd otrzymała uwagi Działu Bilansów Wodnych, opracowane przez inż. Wandę Stephan.

Omówione trzy wypowiedzi zamieszczone są poniżej.

W zeszycie 5/55 „Gospodarki Wodnej“ w artykule prof. Rosłońskiego podane zostały wielkości miesięcznego parowania w dorzeczu Wisły w procentach sumy rocznej (Tabl. II). Wielkości te w poszczególnych miesiącach wzbudzą wątpliwości i winny być przez autora uzupełnione wyjaśniającym komentarzem, bez czego dla wielu czytelników wydadzą się niezrozumiałe. Uwaga ta specjalnie dotyczy wielkości procentowej parowania w miesiącu marcu.

Jak wiadomo, czynnikiem najważniejszym wpływającym na wielkość parowania jest temperatura. Miesiąc marzec posiada

temperaturę średnią z wielolecia znacznie wyższą niż miesiąc luty. Różnice między średnimi temperaturami wielolecia 1881 — 1930 marca i lutego wynoszą:

Dla Cieszyńska	+ 3,3 — (— 1,0) = + 4,3°C
„ Krakowa	+ 3,0 — (— 1,4) = + 4,4°C
„ Warszawy	+ 1,8 — (— 2,0) = + 3,8°C
„ Włocławka	+ 2,1 — (— 1,6) = + 3,7°C

Różnice średnich temperatur powyższych miesięcy w badanym przez autora dwunastoletnim okresie 1925 — 1937 r. nie mogą wiele odbiegać od wyżej podanych.

Przy tak dużych dodatnich różnicach w temperaturze, wydaje się, że parowanie w dorzeczu Wisły w miesiącu marcu winno być znacznie większe niż w miesiącu lutym. Wszystkie dane, zamieszczone w omawianym artykule i dotyczące innych zlewni (poza Wisłą), potwierdzają powyższą tezę. I tak:

Parowanie w ‰ sumy rocznej

Obszar bilansowania	luty	marzec	kwiecień
Jasiolda (Polesie)	1,1	3,0	5,8
Łaba (Czechy)	3,0	5,0	9,2
Czechy (Penck)	3,0	5,0	9,2
Niemcy (Kochne)	0,4	4,7	8,3

Zgoła inaczej wygląda kształtowanie się parowania w tych miesiicach, obliczonego przez autora i podanego w tablicy II.

Pomijając już, że procenty parowania podane dla miesiąca marca są mikroskopijnie małe, np. dla dorzecza Wisły w Puławach parowanie w ciągu całego miesiąca marca wyniosłoby $480,1 \times 0,001 = 0,48$ milimetra, to nie znajdujemy wytłumaczenia, dlaczego przebieg parowania w dorzeczu Wisły jest inny i wprost odwrotny niż z Czechach, w Niemczech, na Polesiu i gdzie indziej. Bardzo małe parowanie w miesiącu marcu w porównaniu z miesiącem lutym jeszcze bardziej jest widoczne, jeżeli wziąć pod uwagę, że marzec w wieloletiu ma 31 dni, a luty tylko 28,25 dni.

Niektóre inne liczby podane w omawianym artykule, analizowane, pod kątem niezaprzeczonego wpływu temperatury na parowanie, również wzbudzają wątpliwości, np. Wisła Krzeniewo ma parowanie w miesiącu kwietniu mniejsze niż w miesiącu lutym (w kwietniu — 3,8‰, zaś w lutym 4,0‰).

Tablica I zawierająca przykład obliczenia bilansu zupełnego ma bardzo dużo niejasności, które być może powstały z winy błędów drukarskich.

1) Suma miesięcznych parowań, czyli roczne parowanie wynosi nie 500 a 429 (być może są tu omyłki w pozycjach miesięcznych).

2) O ile miesięczne parowanie podano prawidłowo, to osiem miesięcy ma źle wyliczone pozycje przyrostów i ubytków, a mianowicie:

miesiąc	ma	winno być
III	17	15
IV	24	22
VI	5	6
VII	0	9
VIII	2	28
IX	13	32
X	16	26
XI	16	20

Skorygowane przyrosty i ubytki nie bilansują się.

3) Zsumowane procenty miesięcznego parowania dają nie 100‰ lecz 97,2‰.

W tablicy II suma procentów miesięcznego parowania Wisła — Korzeniów daje nie 100‰ lecz 99,7‰.

Inż. Jerzy Ostrowski

WIELKOŚCI ROCZNEGO I MIESIĘCZNEGO PAROWANIA W KARSACH

Przedstawiony tutaj bilans wodny roczny opiera się na znanej metodzie bilansowania, podanej w „Gospodarce Wodnej” nr 2 z 1953 r., gdzie jednak nie był publikowany wśród innych, obejmujących dorzecze Wisły. Miesięczny bilans wodny nie był dotychczas publikowany ani dla Kars, ani dla innych profilów hydrometrycznych Wisły i jest nowym opracowaniem. Dla wyjaśnienia sposobu obliczania bilansu powtórnie zaznaczam, że wszystkie bilanse opracowane dla dorzecza Wisły stwierdziły bez wyjątku, przyrost retencji w miesiącach I, II, III, VIII, IX, X, a ubytek w pozostałych. To prawo jest podstawą dla ustawienia bilansu miesięcznego. Materiały podstawowe do obu bilansów (opad i odpływ) znajdzie czytelnik w zeszycie 2 „Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej” z 1950 r.

Potrzebne ew. inne wyjaśnienia dotyczące się bilansowania znajdzie Czytelnik w podanej powyżej mej pracy.

Odpowiedź moją inż. Ostrowskiemu na jego wywody zakomunikowane mi przez Redakcję, a dotyczące mego artykułu zamieszczonego w „Gospodarce Wodnej”, nr 5 z 1955 r. streszczam w następujących stwierdzeniach. Bilans wodny dorzecza, pozwalający m. in. obliczyć parowanie w tymże dorzeczu, można ustawić tylko podług wzoru Pencka: $H - h = P + \Delta t \dots \text{mm}^1$. Ze wzoru widać, że przyrost retencji $\pm \Delta t$ jest jedynym czynnikiem modyfikującym parowanie, czyli że temperatura powietrza w dorzeczu nie wchodzi w rachubę. Toteż niesłuszne jest stwierdzenie autora, że parowanie można obliczyć tylko za pomocą temperatury powietrza w dorzeczu. Zatem nie mogę się zgodzić z wnioskami wysuniętymi na podstawie tego rozumowania.

Dalej stwierdzam, że w Puławach istnieją straty skutkiem bezpowrotnej infiltracji wody w pokłady digocenskie. Ogólne straty wynoszą tam w miesiącu III — 5,9 mm, z czego na infiltrację przypada 1,5 mm, na parowanie 4,39.

Co się tyczy Kars, to bilans miesięczny stwierdza, że parowanie w miesiącu III jest tam rzeczywiście małe (1,2 mm) z powodu dużej retencji wspomagającej w tym miesiącu odpływ. Daty miesięcznego parowania podane w tym artykule nie różnią się od zbilansowanych. Poza tym autor zbyt rygorystycznie traktuje procent błędów powstałych z wyliczeń hydrologicznych, gdyż błędy takie dają się ustalić tylko w laboratoriach. Tymczasem już przy pomiarach przepływu zdarzają się błędy dochodzące do kilku procent i przenoszące się na obliczenie parowania.

Prof. dr Romuald Rosłoński

UWAGI DZIAŁU BILANSÓW WODNYCH PIHM DO POLEMIKI MIĘDZY PROF. ROSŁOŃSKIM A INŻ. OSTROWSKIM

W okresie zimowym pewną rolę odgrywa w bilansie wodnym retencja śnieżna. Dlatego należałoby wystrzegać się ustawiania bilansów wodnych miesięcznych dla okresu zimowego, szczególnie w stosunku do dorzeczy górskich lub o charakterze złożonym, jak Wisła lub Odra. W związku z tym należałoby zbadać, czy niski procent parowania przypadający na marzec (tabl. 2 w artykule prof. Rosłońskiego) nie pochodzi stąd, że w tym miesiącu, w odpływie, wyzwała się znaczna część retencji śnieżnej. Przyznaje to zresztą sam autor pisząc w odpowiedzi inż. Ostrowskiemu „parowanie w miesiącu II jest tam (w Karsach) rzeczywiście małe z powodu dużej retencji w tym miesiącu odpływ wspomagającej”. A zatem liczby podane dla tego miesiąca, a również dla kilku poprzednich, nie odpowiadają porównaniu.

Według prób obliczeń, przeprowadzonych w PIHM parowanie terenowe jest zależne wprost od wielkości opadu (nie ma parowania gdy nie ma co parować) i od niedosytu wilgotności powietrza. Niedosyt zaś zależy w znacznym stopniu od temperatury powietrza. Twierdzenie więc inż. Ostrowskiego, że „czynnikiem najważniejszym wpływającym na wielkość parowania jest temperatura” nie jest pozbawione słuszności, aczkolwiek słuszniejsze byłoby twierdzenie, że „temperatura jest jednym z ważniejszych czynników parowania”. Natomiast twierdzenie prof. Rosłońskiego, że „temperatura powietrza nie wchodzi w rachubę” nie jest słuszne wobec tego, że parowanie zależne jest od niedosytu, a ten zaś od temperatury.

W zakończeniu nadmieniamy, iż dane podstawowe i metody służące do obliczania zarówno opadu, jak i odpływu nie są tak dokładne, aby na ich podstawie można było wnioskować o wielkości, a w niektórych przypadkach nawet o znaku ucieczek wody, gdy te są rzędu paru milimetrów (np. 3,7 mm wg. Rosłońskiego dla Korzeniewa). Wielkości tego rzędu mieszczą się w granicach błędów bilansowania. W związku z tym należy uznać za niesłuszne podawanie wyrazów bilansu z dokładnością do dziesiątych części milimetra, a tym bardziej do setnych.

¹⁾ Por. moją podstawową pracę drukowaną w „Gospodarce Wodnej”, nr 2 z 1953 r.

DZIAŁ III – PROJEKTOWANIE

INŻ. WITOLD CHRAMIEC

Wodociąg z Pilicy dla Okręgu Łódzkiego

Treścią niniejszego artykułu będzie przedstawienie, jak zaprojektowano wodociąg z Pilicy i jakie zastosowano urządzenia, aby zabezpieczyć dostawę wody o odpowiedniej jakości dla Okręgu Łódzkiego.

Jak wiadomo, wodociąg z Pilicy dostarczy po pełnej rozbudowie ok. 2,4 m³/s, z czego z rzeki Pilicy przewidziany jest pobór 2 m³/s. Reszta będzie ujęta z wapieni wodonośnych zalegających w dolinie Pilicy na południe od Tomaszowa.

Pierwszy etap budowy został zakończony. Dzięki niemu będzie można przetrzącać do Łodzi 650 do 670 l/s., z czego 500 l/s. przypada na wodę rzeczną, a reszta na wody ujęte za pomocą 2 studni wierconych, z wyżej wymienionych wapieni.

Woda z obecnych dwóch studni nie wymaga uzdatniania. Warunki hydrogeologiczne nie są jednak jasne. Wodonośne wapienie posiadają szereg uskoków i rozbudowa ujęć dla wód głębszych wymaga dalszych studiów i badań.

Głównym źródłem poboru pozostanie rz. Pilica. Dolinę rz. Pilicy zalegają piaski i są ślady, że przy wodach katastrofalnych Pilica zmieniała swój bieg, żłobiąc w tych piaskach nowe koryta.

Przy projektowaniu ujęcia trzeba było uwzględnić:

- znaczne różnice między wodą małą, średnią i katastrofalną,
- poważną ilość rumowiska niesionego przez rzekę,
- niestabilny bieg Pilicy,
- walkę z lodem i śryżem.

Zagadnienie to rozwiązano w następujący sposób: na ujęcie wybrano kolano rz. Pilicy powyżej Tomaszowa, na lewym jej brzegu. W miejscu tym dolina poważnie się zwęża i posiada odpowiednio wysoki brzeg lewy, nadający się na założenie komór ujęcia i stacji pomp. Wąska dolina pozwalała na poważne skrócenie progu betonowego, który poprowadzono w poprzek doliny, celem bezwzględnej ustalenia biegu rzeki przy lewym brzegu, a zatem tuż przy ujęciu. Górna krawędź progu została założona równo z terenem doliny, a w korycie rzeki równo z dnem uregulowanej rzeki.

Dla niskich i średnich wód przeprowadzono regulację koryta rzeki powyżej i poniżej ujęcia, w sumie na długości niecałych 1800 m. W miejscu ujęcia wybudowano nad progiem, w uregulowanym korycie jaz zastawkowy o 6 przęsłach, którego celem jest spiętrzanie niskie stany wody do poziomu 120 cm ponad dnem. Taka warstwa wody potrzebna jest dla pomp. Przy najniższych stanach spiętrzenie wynosić będzie ok. 50 cm, przy średniej wodzie spiętrzenie jest już niepotrzebne. A zatem zastawki przy średnich i wyższych wodach będą podniesione do góry. Każda większa woda przepływa przez jaz bez spiętrzenia.

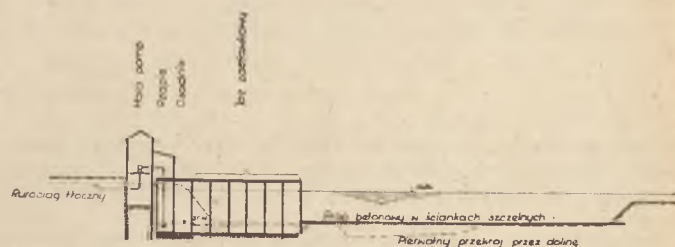
Przy niskich stanach zastawki będą opuszczane tak, aby przez dławienie przepływu powodować potrzebne spiętrzenie. Przez każdą z zastawek może być przepływ dławiony w większym lub mniejszym stopniu, co pozwala na koncentrowanie przepływu przez dowolne przęsło jazu. Uzyskuje się tym sposobem możliwość odprowadzania osiadłego przed zastawkami piasku w dół rzeki, a w zimie ułatwiona jest walka z gromadzącym się lodem. Lewy przyczółek jazu wydłużony jest w formie bulwaru brzegowego, który stanowi podłużną zewnętrzną ścianę osadnika wstępnego. Do osadnika przylega rzapie dla pomp, a do rzapia hala pomp. Osadnik i rzapie posiadają zastawki wlotowe i wylotowe. Przez ich otwarcie, przy równoczesnym zdławieniu przepływu na jazie, można silnym strumieniem wody w bardzo krótkim czasie oczyścić osadnik i rzapie z naniesionego piasku i mułu.

Od właściwego rozwiązania ujęcia wody rzecznej zależy w wysokim stopniu cała eksploatacja wodociągu. Dlatego temu zagadnieniu poświęcono przy projektowaniu wiele uwagi. Szukano rozwiązań najlepiej dostosowanych do warunków terenowych. Opis urządzeń na ujęciu może być pouczający i dlatego zagadnienie to jest szerzej omówione.

Na rys. 1 podano przekrój schematyczny ujęcia z zaznaczeniem prog, jazu, osadnika, rzapia i hali pomp. Na rys. 3 podana jest sytuacja ujęcia i stacji oczyszczania. Na rys. 2 przedstawione jest schematycznie samo ujęcie w większej podziałce. Opisy na rysun-

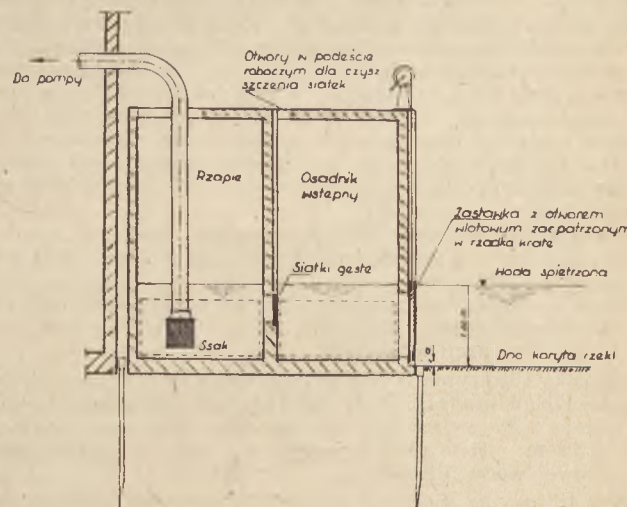
ku nie wymagają dodatkowych wyjaśnień. Za umiejscowieniem ujęcia w wybranym miejscu przemawiały jeszcze inne względy.

- stosunkowo dość długi bieg Pilicy (6 km) powyżej ujęcia w terenie niezamieszkałym,
- bliskość studni wierconych, a zatem ułatwiona obsługa dla ujęcia wód powierzchniowych i głębszych,
- odpowiedni teren pod budowę stacji uzdatniania wody w odległości 1,5 km od ujęcia. Tak dobrego terenu gdzieś indziej w pobliżu Pilicy nie było.



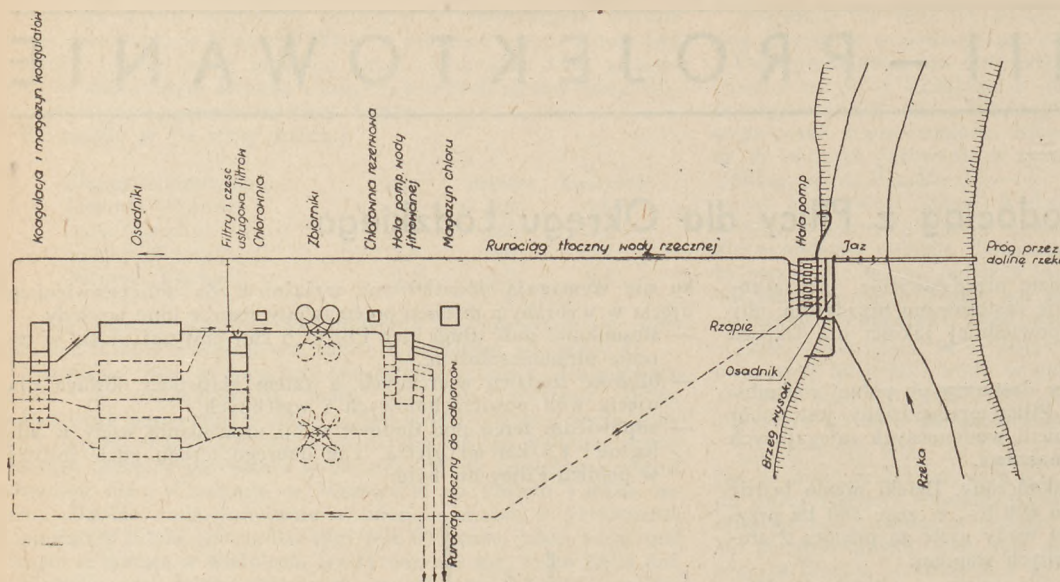
Rys. 1. Przekrój poprzeczny przez dolinę rzeki (schemat)

Na stację uzdatniania wybrano stok zachodni doliny, równy, z nieznacznym nachyleniem ku Pilicy. Jak już zaznaczono, rys. 3 przedstawia schematycznie usytuowanie ujęcia i stacji uzdatniania. W najwyższym punkcie znajduje się magazyn koagulantów i budynek z urządzeniami do koagulowania wody, tzw. „koagulacja”, następnie stopniowo coraz niżej założono osadniki, filtry, zbiorniki wody filtrowanej i hale pomp wody filtrowanej. Wykorzystano w ten sposób ukształtowanie terenu, aby przy normalnych wykopach pod obiekty wodociągowe uzyskać coraz niższe ich posadowienie, a tym samym grawitacyjny spływ wody od koagulacji aż do hali pomp.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny przez ujęcie (schemat). W podłużnej ścianie rzapia umieszczono szereg otworów z siatkami gęstymi, aby uzyskać przepływ przy $U = 0,3$ m/s. Zastawka z otworem wlotowym znajduje się na górnym końcu osadnika. Liniami kreskowanymi zaznaczono zastawki w ścianach czołowych dolnych. Służą one do wypłukania osadnika i rzapia z osadów. Odstęp „a” pozwala zastawkę z otworem wlotowym nieco obniżyć lub podnieść

Główne pompy tłoczące wodę dla Łodzi są również zalewane. Ze względu na projektowaną budowę etapami, trzeba było poszczególne obiekty tak zaprojektować i rozmieścić, aby eksploatacja I etapu i równoczesna budowa następnych wzajemnie sobie nie przeszkadzały. Dlatego główną drogą dojazdową z budynkami usługowymi (portiernię, budynek administracyjny, centralną kotłownię itp.) umieszczono z boku przy I etapie. Etap drugi przy-



Rys. 3. Sytuacja ujęcia i stacji uzdatniania wody (schemat)

lega do pierwszego, a trzeci do drugiego. Przy koagulacji, osadnikach, filtrach i zbiornikach zastosowano jednostki, które się w następnych etapach powtarzają. Każda jednostka liczona jest na 500 l/s.

Przepływ wody przez stację uzdatniania uwidocznił się na rys. 3. Po przejściu przez rzadkie i gęste kraty na ujęciu woda rzeczna tłoczona jest na koagulację. Jednostka koagulacyjna składa się z wanny dopływowej, dwóch mieszaczy i 4 komór reakcji. Dopływ znajduje się na dnie wanny, a przepływ wody można regulować zasuwą na rurociągu dopływowym. Należy tu jeszcze zaznaczyć, że rurociąg dopływowy połączony jest bezpośrednio z rurociągiem odprowadzającym wodę z komór do osadników. Na połączeniu tym jest zasawa. Przez jej otwarcie można wodę surową odprowadzać wprost na osadniki z wyłączeniem koagulacji. Zasawa ta jest normalnie zamknięta.

Wanna posiada przelew zupełny dla pomiaru kontrolnego przepływu wody. W wannie otrzymuje woda rzeczna dawkę koagulantu i przez wyżej wymieniony przelew odpływa do dwóch mieszaczy przegródkowych, które z kolei obsługują po dwie komory reakcji. Czas reakcji wynosi 25 minut. Z komór reakcji spływa woda grawitacyjnie na osadnik, a z osadnika na filtry. Każda komora reakcji zaopatrzona jest w dwa mieszadła o drewnianych łopatkach, obracających się na osi pionowej. Szybkość obrotowa łopatek wynosi 0,6 m/s. Mieszadła w komorze obracają się w przeciwnych kierunkach. Dopływ do komór znajduje się przy dnie. Odpływ następuje przez przelew zatopiony do osadników. Jednostka osadników składa się z 5 komór osadnikowych o przepływie poziomym. Czas przepływu wynosi 3,5 godz., z chżyłością przepływu 6 mm/s.

Do osadników dopływa woda przez otwory zatopione. Odpływ następuje przelewem zatopionym na filtry, gdzie dopływ jest znowu zatopiony. Otwory i przelewy zatopione oraz rurociągi połączeniowe o odpowiedniej średnicy z chżyłością przepływu mniejszą niż 0,6 m/s zabezpieczają od rozbijania się kłaczek na całej drodze od komór reakcji aż po filtry.

Jednostka filtracyjna składa się z 8 komór filtracyjnych, każda o powierzchni użytkowej 44 m². Chżyłość filtracyjna wynosi 6,0 m/godz. Najwyższe ciśnienie, na jakie filtr może pracować wynosi 3,9 m; jest to różnica zwierciadła wody na filtrze i rurze odpływowej wody filtrowanej.

Złoże filtracyjne spoczywa na prefabrykowanych płytkach żelbetonowych, zaopatrzonych w dysze grzybkowe, porcelanowe w ilości 64 szt. na 1 m². Dysze obsypane są żwirkiem o trzech asortymentach — Ø 8 mm, Ø 3 mm, Ø 1 mm, w warstwach po 5 cm. Na żwirku spoczywa piasek filtracyjny o wymiarze czynnym $d_{10} = 0,5$ mm i stopniu jednorodności $d_{60} : d_{10} = 1,7$. Warstwa piasku filtracyjnego wynosi 70 cm. Filtr płukany jest wodą od góry i od dołu (bez powietrza). Dla dolnego płukania przyjęto maks. wydatek 16 l/m²/s, dla górnego płukania przyjęto maks. wydatek 8 l/m²/s. Warstwa wody nad piaskiem wynosi podczas ruchu 170 cm, a w czasie płukania 75 cm. Odstęp osiowy rynien płuczących wynosi 200 cm.

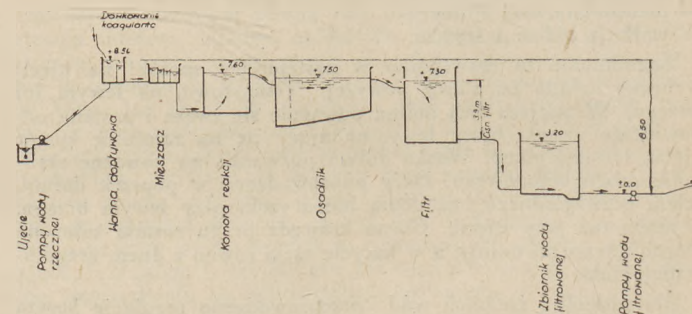
Wszystkie zasawy przy filtrach posiadają napęd hydrauliczny i są uruchamiane ze stołów sterowniczych, umieszczonych na po-

ście roboczym, na którym ponadto umieszczone są aparaty wskazujące ciśnienie filtracyjne. Przepływ wody przez filtry mierzony jest na dopływie, a odpływ dławiony jest zasuwą hydrauliczną, odpowiednio do ciśnienia filtracyjnego.

Z filtrów spływa woda do zbiorników. Jednostką są 2 zbiorniki okrągłe o pojemności po 2700 m³. Ze zbiorników spływa woda do pomp wysokiego ciśnienia, tłoczących wodę do Łodzi. Straty w poziomach zwierciadła wody na stacji uzdatniania pokazane są na schematycznym profilu hydraulicznym (rys. 4).

Rurociąg żeliwny tłoczony o Ø 800 mm i o długości niecałych 50 km łączy stację uzdatniania ze zbiornikiem na wzgórzu w Łodzi. Różnica poziomów wynosi 90 m. W połowie tej trasy

umieszczona jest przepompownia ze zbiornikami zapasowymi, analogicznymi jak na stacji oczyszczania. Ponieważ opory przepływu wynoszą na całej trasie dla $Q = 600$ l/s blisko 90 m słupa wody, otrzymano dzięki przepompowni najwyższe ciśnienie robocze na pompach na stacji uzdatniania i na przepompowni po 90 m słupa wody. Dla II i III etapu rozbudowy poprowadzone będą osobne rurociągi.

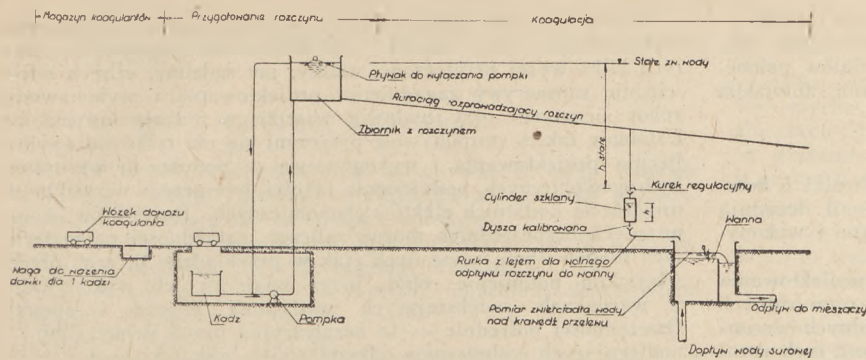


Rys. 4. Profil hydrauliczny przez stację uzdatniania (schemat)

Sprawa koagulacji i chlorowania wymaga osobnego omówienia. Koagulacja przewidziana jest siarczanem glinu o dawce od 20 mg/l do 40 mg/l $Al_2(SO_4)_3$, średnio 30 mg/l.

Wydatek techniczny siarczanu glinowego będzie 2 razy większy, co daje po I etapie blisko 2,6 t siarczanu na dobę, a po uruchomieniu III etapu 10,4 t na dobę. Do tak wielkich ilości dostosowano sposób przygotowania i dawkowania koagulantu. Magazyn znajduje się na poziomie rampy załadunkowej. Siarczan w formie płyt dowożony będzie do magazynu autami. W magazynie znajduje się kruszarka, która skruszy potrzebną dzienną porcję siarczanu. Skruszony siarczan, załadowany na wózki dwukółowe „japonki”, będzie ważony i o określonej wadze ok. 400 kg, przewożony będzie do sąsiedniego pomieszczenia, znajdującego się nad piwnicą, w której znajduje się 8 kadzi do rozpuszczania siarczanu. Siarczan będzie wysypywany z japonek przez otwory znajdujące się w posadzce do kadzi. Dzięki określonej wadze ładunku otrzymujemy w kadziach pożądany roztwór 50%. Na rozpuszczanie siarczanu w kadzi przewidziano 4 godz. Z kadzi roztwór jest tłoczony pompką do zbiornika znajdującego się pod stropem magazynu. Ze zbiornika roztwór doprowadzany jest osobnym rurociągiem grawitacyjnym do wanny przelewowej. Na końcu rurociągu rozdzwaja się i kończy dwiema zasuwami regulacyjnymi, pod którymi umieszczone są dwa dawkomierze w formie słoja, z wkręcaną kalibrowaną dyszą w dnie słoja.

Dzięki zastosowaniu obiegu od zbiornika do pompki zapewniony jest stały poziom zwierciadła wody w zbiorniku, co zapewnia stały przepływ przez zasawy regulacyjne oraz przez dysze. Przez regulację zasuw i przez zmianę dysz można zmieniać dawkowanie w szerokich granicach. Rys. 5 przedstawia schematycznie powyższe urządzenie. A zatem transport koagulantu jest dwójaki — poziomy przy pomocy wózka i pionowy (w roztworze) przy pomocy



Rys. 5. Schemat przygotowania i rozprowadzenia koagulantów

pompki. Ręczna obsługa ogranicza się tylko do transportu poziomego. W I etapie wypada do przetoczenia 6 wózków na dobę. Ze względu na agresywność roztworu, kadzie i zbiorniki żelbetowe wyłożone są płytami winidurowymi, a wszystkie rurociągi wykonane są z winiduru. Pompki i zasuwki są kwasoodporne.

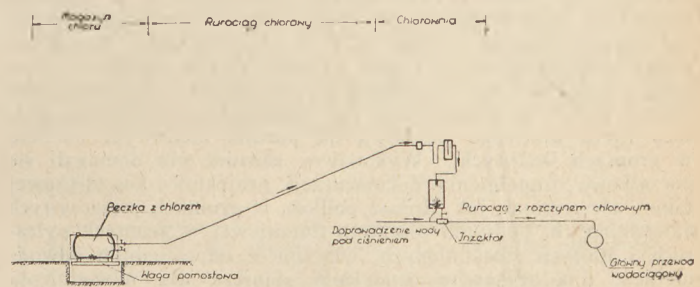
Pozostaje jeszcze do omówienia chlorowanie. Podstawowe chlorowanie mieści się na rurociągu między filtrami a zbiornikiem wody filtrowanej. Ponadto przewidziano chlorownię rezerwową, z której można chlorować wodę w rurociągu, między zbiornikiem wody filtrowanej a pompami wysokiego ciśnienia. Obie chlorownie umieszczone są tak, że można nimi chlorować wodę surową, tłoczoną z ujęcia na stację oczyszczania. Wobec znacznej długości rurociągu, tłocznego, przeciętego w połowie przepompownią, istnieje niebezpieczeństwo ponownego zakażenia wody. Dlatego przewidziano dodatkowe chlorowanie wody na przepompowni przed pompami i w Łodzi przed głównym zbiornikiem. Chlorownie wyposażone są w chloratory krajowej produkcji typu TeBeGe. Najwyższy wydatek tych chloratorów wynosi 5 kg/godz. chloru. Przyjmując dla podstawowej chlorowni normalną dawkę 0,5 mg/l Cl, wypada po uruchomieniu I etapu dzienny wydatek chloru blisko 22 kg, który po III etapie będzie 4 razy większy. Należy się jednak liczyć z koniecznością użycia większych dawek niż 0,5 mg/l Cl. Przy tak wielkich ilościach chloru, magazynowanie i pobieranie chloru z butli (o objętości 60 kg) byłoby b. kłopotliwe i wręcz niebezpieczne, z powodu zbyt wielkiej ilości butli i zbyt częstej ich wymiany. Dlatego zastosowano do magazynowania beczki o zawartości 500 kg chloru, które są przechowywane w oddzielnym magazynie, umieszczonym z dala od innych obiektów wodociągowych. Przy magazynie znajduje się pomieszczenie z wagami, na których ustawia się beczki, spięte rurociągiem z chlorownią. W chlorowni znajdują się tylko same chloratory, stale połączone z rurociągiem. Pod wpływem ciśnienia panującego w beczce chlor przepływa rurociągiem do chloratorów. Dzięki

ki tym urządzeniem uzyskano znaczne bezpieczeństwo w eksploatacji, gdyż:

- magazyn chloru jest wyodrębniony i posiada specjalne urządzenia zabezpieczające,
- wymiana zużytych beczek jest 8 razy mniejsza niż butli 60-kilogramowych,
- uproszczony jest transport beczek,
- chloratory znajdują się w osobnych pomieszczeniach, w których wykluczono magazynowanie chloru.

Na rys. 6 przedstawiono schematycznie urządzenie chlorowania.

Przedstawiony sposób oczyszczania wody rzecznej oparto na wstępnych badaniach, przeprowadzonych przez Państwowy Zakład Higieny. Badania te były dalej prowadzone przez stację doświadczalną, specjalnie w tym celu wybudowaną nad Pilicą w pobliżu ujęcia. Trzyletnie badania wody rzecznej wykazały, że koagulacja jest konieczna, jeżeli chcemy mieć pewność, że woda tłoczona do sieci będzie odpowiadała normom nie tylko pod względem bakteriologicznym i chemicznym, ale również fizycznym (barwa i przezroczystość). Zarazem okazało się, że przy uży-



Rys. 6. Chlorowanie (schemat)

ciu siarczany glinu wystarczy odpowiednio zmienić dawkę dla otrzymania właściwego przebiegu koagulacji, bez potrzeby dodawania innych odczynników. Zaprojektowane urządzenia wodociągowe pozwalają na zastosowanie innych metod koagulowania, jak wstępne chlorowanie lub też wstępne wapniowanie dla podniesienia pH, dawkowanie siarczanem żelazawym, a w końcu stabilizowanie wody kwasem siarkowym. Postanowiono jednak rozpocząć eksploatację wodociągu z koagulacją za pomocą siarczany glinu, gdyż metoda ta jest najprostszą i dla wody z Pilicy daje zupełnie zadowalające wyniki. Wodociąg z Pilicy zapewnia zatem dostawę wody dla Okręgu Łódzkiego w dostatecznej ilości i o odpowiedniej jakości.

DZIAŁ IV – W Y K O N A W S T W O

INŻ. STANISŁAW IWANICKI

W sprawie warunków technicznych wykonywania robót ziemnych przy budowie rurociągu

Rozbudowa i unowocześnianie przemysłu, nowe duże zakłady i kombinaty przemysłowe, nowe miasta i osiedla, wreszcie rozbudowa urządzeń sanitarnych w miastach istniejących spowodowały, że w planie 6-letnim budowaliśmy rocznie kilkadziesiąt km rozmaitych rurociągów, zarówno wewnątrzmiastowych czy zakładowych, jak i magistralnych, często b. dużych średnic. Wspomnijmy tu przykładowo najważniejsze, oddane do użytku, bądź znajdujące się w końcowej fazie przed uruchomieniem: Pilica — Łódź, wodociąg Goczałkowicki, cały system ujęć i rurociągów, długości wielu kilometrów każdy, dla zaopatrzenia poszczególnych ośrodków przemysłowych na terenie GOP, zaopatrzenie w wodę Krakowa, Nowej Huty, Nowych Tych, zakładów przemysłu sodowego w Inowrocławiu, Janikowie i wielu innych. Zaopatrzenie w wodę no-

wych osiedli i zakładów przemysłowych pociąga zawsze za sobą konieczność budowy odpowiedniej sieci dla odprowadzenia wód zużytych.

Brak doświadczeń organizacyjno-technicznych przy wykonywaniu tak poważnych inwestycji spowodował, że zarówno od strony projektowej, jak również i wykonawstwa nie zawsze zostały zabezpieczone najważniejsze metody wykonywania, gwarantujące późniejszą racjonalną eksploatację tych urządzeń, przy najniższych kosztach eksploatacyjnych. Najważniejszą niewątpliwie przyczyną nie zawsze prawidłowych rozwiązań tego rodzaju robót jest brak doświadczonych kadr technicznych, głównie u bezpośrednich wykonawców, którzy — ze względu na charakter omawianych robót, a zwłaszcza zmienność warunków hydrogeologicz-

nych przy wykonywaniu robót ziemnych na dłuższych trasach — potrafiliby samodzielnie stosować, jak również inicjować właściwsze metody robót, użycie właściwych materiałów pomocniczych oraz właściwie współpracować z nadzorami autorskim i inwestorskim.

*

O trwałości rurociągów różnych rodzajów, jak również o kosztach ich budowy i warunkach późniejszej eksploatacji decydują w poważniejszym stopniu prawidłowo zaprojektowane i wykonywane roboty ziemne.

Brak jednolitych norm względnie normatywów projektowania i wykonywania robót ziemnych oraz związanych z nimi różnych rodzajów podłoża pod rurociągi, zależnych od lokalnych warunków hydrogeologicznych, a zabezpieczających trwałość tych rurociągów w czasie eksploatacji — powoduje, — że sposoby rozwiązywania projektowego, jak również i metody wykonywania tych robót są różne i w zbyt dużej mierze zależnie od doświadczenia projektantów i wykonawców.

Jako kracińcowo różne przykłady z praktyki, podobne jednak jeśli chodzi o udowodnienie tezy wyżej podanej, niech posłużą następujące:

1. Rurociąg magistralny $\varnothing$ 1200 mm stalowy, kilkudziesięciokilometrowej długości, wykonywany przeważnie w b. trudnych warunkach hydrogeologicznych, częściowo w terenie bagiennym, na znacznej długości (ponad 70%) w gruntach silnie nawodnionych (woda od około 0,5 m pod terenem, wykop głębokości przeciętnie około 2,5 m). W projekcie przewidziano zaledwie kilka tysięcy godzin na pracę pomp, nie przewidziano utrwalenia podłoża (poza podsypką piaskową na paruset metrowym odcinku w gruntach skalistych). Wykonawcy również nie domagali się początkowo uzupełnienia dokumentacji projektowo-kosztorysowej takimi elementami, jak drenaż podłoża w gruntach piaszczystych nawodnionych, podsypki piaskowo-tłuczniowej w gruntach pylastych i ilastych zawodnionych, włącznie z odpowiednim odwodnieniem dna wykopów, studzienki zbiorcze dla odwodnienia z boku trasy itp. Podkreślić trzeba, że późniejsze żądania wykonawców uzupełnienia dokumentacji kosztorysowej robotami dodatkowymi na odwodnienie, wzmocnienie podłoża itp. spotkały się z odmową projektantów, jak i inwestora. W związku z podanymi w skrócie warunkami budowy, ciekawe będzie zachowanie się rurociągu po wejściu w okres eksploatacji.

2. Grawitacyjny rurociąg betonowy $\varnothing$ 1500 mm dla prowadzenia wody czystej, długości kilkunastu kilometrów, przebiegający przeważnie w gruntach nawodnionych, struktura gruntów na znacznej części trasy pylasta albo b. drobnoziarnista. Jako zabezpieczenie struktury podłoża i jego nieodkształcalności przewidziano jedynie podsypkę z gruboziarnistego piasku oraz odwodnianie wykopu spompowywaniem powierzchniowym. Pomimo, że jest w trakcie wykonywania robót widoczne było, że środki te nie zabezpieczą układanego rurociągu przed poważniejszymi odkształceniami, wykonawcy dopiero po znacznym zaawansowaniu robót (około 75%) zaczęli się domagać jako środka dodatkowego — właściwego drenażu dna wykopu w gruntach nawodnionych, po wprowadzeniu którego, jakość wykonania, pomimo innych błędów, znacznie się poprawiła.

3. Rurociąg magistralny $\varnothing$ 500 mm żeliwny, długości około 10 km, przebiegający częściowo w gruntach piaszczystych całkowicie suchych, częściowo w gruncie piaszczystym słabo nawodnionym oraz częściowo w gruncie ilastym lub pylastym, na terenach w poprzednich latach odwodnionych robotami kanalizacyjnymi i drenażowymi. Wskutek prawdopodobnie braku dokładnego rozeznania charakteru gruntu, na poszczególnych odcinkach trasy rurociągu, a zwłaszcza stopnia jego nawodnienia, w oparciu zapewne o nieaktualne dane hydrogeologiczne z poprzednich projektów kanalizacji i drenażu, zaprojektowano rurociąg na około 20-centymetrowej podsypce z tłucznia kamiennego, mającej ustabilizować dno wykopu. Wykonawca, rozpoczynając układanie rurociągu, zaczął bekrzytycznie dawać podsypkę tłuczniową zarówno na terenie suchym piaszczystym, jak i ilasto-pylastym, a występującym tu zresztą nieznacznym lokalnym nawodnieniem. Podkreślić na dodatku trzeba fakt kładzenia podsypki z grubego tłucznia, bez należytego jej wyrównania oraz bez wypełniania jej materiałem drobnym (piasek, pospóła), dla zmniejszenia niebezpieczeństwa osiadań.

Oczywiście można by mnożyć podobne przykłady z budów nie posiadających starszej, doświadczonej kadry technicznej i robotniczej, oraz pracującej w warunkach znacznie trudniejszych niż te, w jakich pracują stare, posiadające wieloletnie doświadczenia przedsiębiorstwa w wielkich miastach, jak Warszawa, Kraków, Poznań.

W oparciu o doświadczenie pozytywne starszych przedsiębiorstw wykonawczych, jak również o doświadczenia negatywne, z których kilka wyżej przytoczono, należy, jak sądzimy, ująć w odpowiedniej normatywy zagadnienia projektowania i wykonawstwa robót ziemnych przy budowie wszelkiego rodzaju rurociągów. Ustalenie takich normatywów przyczyni się nie tylko do ujednolicenia projektowania i wykonawstwa w podobnych warunkach hydrogeologicznych, podniesienia jakości, lecz przede wszystkim do osiągnięcia dodatnich efektów ekonomicznych. Do efektów ekonomicznych bezpośrednich można zaliczyć oszczędności na materiałach niepotrzebnie używanych (jak w przykładzie 3), oraz przede wszystkim potaniecie robót, przez właściwe ich wykonywanie w warunkach zwiększających wydajność brygad i sprzętu. Oszczędności pośrednie — to bezawaryjna praca rurociągów, nie podlegających nadmiernym odkształceniom wskutek osiadań, a zatem stała dostawa wody, względnie odprowadzanie ścieków z zakładów przemysłowych, rytmicznie pracujących, wreszcie zmniejszone koszty eksploatacyjne.

Załączony projekt „Tymczasowych warunków technicznych wykonywania robót ziemnych przy budowie rurociągów“, opracowany w Centralnym Zarządzie Budownictwa Wodno-Inżynierskiego, odpowiada omówionym wyżej potrzebom tego rodzaju normatywów. W projekcie uwzględniono w zasadzie wszystkie uwagi merytoryczne opiniodawców¹⁾. Jako obowiązujący przedsiębiorstwa wykonawcze resortu budownictwa przemysłowego ma ukazać się w najbliższym czasie, po przeprowadzeniu redakcyjnym w Instytucie Organizacji i Mechanizacji Budownictwa oraz po uzgodnieniu z zainteresowanymi resortami.

Niewątpliwie braki tego projektu powinna uzupełnić dyskusja na łamach prasy technicznej, częściowo — w odpowiednich kołach zakładowych NOT zainteresowanych przedsiębiorstw i instytucji. W wyniku tej dyskusji powinna powstać ostateczna forma omawianych „warunków“, które na dłuższy już czas uporządkowałyby tę dziedzinę wykonawstwa, stanowiąc niewątpliwą postępowanie w stosunku do stanu obecnego.

Równocześnie należałoby w podobny sposób rozwiązać i uporządkować sprawę odpowiednich normatywów, zarówno projektowych, jak i wykonawczych, dla pozostałych zagadnień z zakresu dużych robót wodociagowych i kanalizacyjnych, gdyż, jak wykazuje doświadczenie i obserwacja, różni autorzy w b. różny sposób rozwiązują niekiedy te same zagadnienia.

PROJEKT TYMCZASOWYCH WARUNKÓW TECHNICZNYCH WYKONYWANIA ROBÓT ZIEMNYCH PRZY BUDOWIE RUROCIĄGÓW

Wstęp

1. Prawidłowe wykonanie robót ziemnych przy robotach wodociagowo-kanalizacyjnych zapewnia trwałość układanych rurociągów i ich nieprzerwaną zdolność eksploatacyjną, do czasu zużycia się materiałów rurowych, względnie uszkodzenia ich w inny sposób, niezależny od wykonawcy.

2. Roboty ziemne wykonane niezgodnie z wymaganiami zapewniającymi zachowanie struktury gruntu, bądź w wypadkach gruntów słabych, nawodnionych, bez wykonania odpowiedniego podłoża — są powodem nadmiernych osiadań rurociągów, rozluźnienia złącz lub wręcz niebezpiecznych odkształceń, do lokalnego zniszczenia rurociągów włącznie.

3. Przez roboty ziemne w niniejszych „warunkach“ rozumie się zarówno wykopy, nasypy, jak i zasypkę. Wszystkie te operacje, będą omówione oddzielnie.

4. Prawidłowe wykonanie robót ziemnych powinno być zapewnione od strony dokumentacji projektowo-kosztorysowej, przez spełnienie poniższych warunków, stawianych przez technologię omawianego zakresu robót.

Prawidłowe wykonanie robót przez wykonawców będzie zapewnione: przy przestrzeganiu dokumentacji projektowo-kosztorysowej, niezwłocznym uzupełnieniu dokumentacji (z inicjatywy wykonawcy) przez nadzór autorski, przy stwierdzeniu warunków terenowych (hydrogeologicznych) odmiennych od przyjętych jako podstawa dokumentacji, oraz przestrzeganiu zasad hydrotechniki, mechaniki gruntów i in., związanych z wykonawstwem omawianego rodzaju robót.

5. Niepełne przestrzeganie poniższych warunków powoduje zwiększenie kosztów wykonawstwa, przedłużenie czasu wykonania,

¹⁾ Opiniodawcami byli: prof. Piotrowski i Centr. Zarząd Biur Projektów Budownictwa Komunalnego.

oraz, z reguły prawie, obniża jakość wykonania, co niejednokrotnie wiąże się ze zdolnością eksploatacyjną i trwałością wykonanych rurociągów.

Zakres warunków

6. Na całość robót ziemnych wykonywanych przy budowie wszelkiego rodzaju rurociągów, zwłaszcza na terenach niezabudowanych, składają się następujące operacje:

6.1. Ujęcie i odprowadzenie wód powierzchniowych i opadowych lub pochodzących z przeciętego drenażu.

6.2. Wykop mechaniczny lub ręczny umocniony deskowaniem albo nie umocniony (otwarty).

6.3. Odwodnienie wykopów.

6.4. Umocnienie podłoża w gruntach słabych, nawodnionych bądź w gruntach gliniastych, ilowych itp., zmieniających strukturę pod wpływem wody gruntowej lub opadowej.

6.5. Zasyпка ułożonych rurociągów.

6.6. Roboty różne.

Warunki szczegółowe

6.1.1. Ujęcie i odprowadzenie wód powierzchniowych, bądź opadowych — zależnie od lokalnych warunków — powinno być rozwiązane na szczelblu dokumentacji projektowo-kosztorysowej, jako wynik studiów rzeźby terenu, obliczenia wpływów itd., przez zaprojektowanie:

6.1.1.1. Czasowych lub trwałych przełożeń cieków przecinających (zwłaszcza wielokrotnie) trasę rurociągu, przy równoczesnym — w miarę możliwości — obniżeniu poziomu zw. wody w sąsiadującym terenie.

6.1.1.2. Czasowych lub trwałych odwodnień zagłębień terenowych, przez które przebiega trasa rurociągów (albo sąsiadujących bezpośrednio z trasą rurociągu), w których gromadzą się wody zastoisłowe mogą utrudniać lub uniemożliwiać wykonanie rurociągu (o ile projektowany jest on w wykopie).

6.1.1.3. W wypadkach wymienionych pod 6.1.1.1. i 6.1.1.2. projektant ewent. wspólnie z wykonawcą powinni rozważyć możliwości przejścia górą (w nasypie ewent. na estakadach) przez tereny silnie zawadnione, dla zmniejszenia kosztów i zaangażowanych środków produkcyjnych.

6.1.1.4. W terenie falistym, o stromych zboczach, — rowów opaskowych (albo innych środków), zabezpieczających przed wtargnięciem wód opadowych do wykopów.

6.1.1.5. W przypadku prowadzenia tras rurociągów przez tereny o wysokiej kulturze rolnej, zdrenowane, po uprzednim rozpoznaniu i zewidencjonowaniu drenażu — rozwiązanie odprowadzenia wód drenażowych, przed lub co najmniej równoległe z wykonywaniem wykopów pod rurociągi.

6.1.1.6. W przypadkach braku uprzedniego rozpoznania ciągów drenarskich — odpowiednie odprowadzenia wód drenażowych powinny być zaprojektowane dodatkowo w ramach nadzoru autorskiego, niezwłocznie po odkryciu drenażu, niezależnie od tego, czy bezpośredni wykonawca domaga się uzupełnień projektu w tym zakresie czy nie. Wykonawca zobowiązany jest niezwłocznie zawiadomić nadzór autorski o przecięciu drenażu.

6.1.1.7. We wszystkich przypadkach rozwiązań odwodnień powierzchniowych — odprowadzenie wód w zasadzie powinno być rozwiązane grawitacyjnie, a dopiero przy braku możliwości odwodnienia grawitacyjnego, albo przy zbyt dużym zakresie robót dodatkowych — przez pompowanie poza teren robót.

Wykonywanie wykopów

6.2.1. W terenie otwartym, nie zabudowanym, w gruntach suchych lub słabo nawodnionych (do 0,25 H, tzn. przy stosunku grubości warstwy nawodnionej do głębokości wykopu = 0,25), przy budowie rurociągów wszelkiego rodzaju i przy głębokościach do 3,0 m — roboty ziemne powinny być w zasadzie wykonywane w wykopach otwartych, nieumocnionych.

Przy większym nawodnieniu terenu (powyżej 0,25 H), albo przy głębokościach powyżej 3 m — wykopy mogą być kombinowane, tzn. do poziomu zw. wody gruntowej jako otwarte, poniżej zaś umocnione deskowaniem szczelnym, względnie umocnione od góry.

6.2.2. W terenach zabudowanych (przejścia przez osiedla) wykop powinien być prowadzony jako umocniony.

6.2.3. Wykopy nie umocnione mogą być wykonywane zarówno ręcznie, jak i mechanicznie. Przy wykopach prowadzonych mechanicznie, niezależnie od rodzaju użytego sprzętu, ostatnie 20 —

30 cm musi być wykopane ręcznie dla zabezpieczenia przed przekopami oraz wzruszeniem podłoża, na którym ma spoczywać rurociąg. Cyfra niższa odnosi się do sprzętu mogącego pracować z większą dokładnością (koparki łyżkowe, koparki wielonaczyniowe, spycharki), cyfra większa do koparek chwytakowych lub zbierakowych. Niedobraną przez maszyny warstwę usuwa się w gruntach suchych bezpośrednio przed montażem rurociągu, w gruntach zaś mokrych bezpośrednio przed wykonaniem, drenażu.

6.2.4. Przy wykopach ręcznych w gruntach piaszczystych, suchych wykop powinien być niedokopywany w granicach 2 — 5 cm, którą to różnicę w stosunku do projektowanej niwelety usuwa się bezpośrednio przed uкладką rur. W innych przypadkach (poza omówionymi niżej w p-tach 6.4.2., 6.4.3., 6.4.5.) wykop powinien być niedokopywany, dla zmniejszenia niebezpieczeństwa naruszenia struktury gruntu, w granicach 10 — 15 cm. Niedobraną warstwę usuwa się bezpośrednio przed montażem rurociągu.

6.2.5. Urobek z wykopów zarówno ręcznych jak i mechanicznych powinien być w zasadzie odkładany na jedną stronę (z „ławką“ minimum 0,60 m), druga zaś strona, wolna, powinna być przeznaczona dla ruchu materiałów, sprzętu i ludzi.

6.2.6. Skarpy wykopów nie umocnionych powinny posiadać pochylenie zależne od kategorii gruntu, głębokości wykopu oraz obciążenia. Przez obciążenie skarp należy rozumieć odkład ziemi z ukołu, tymczasem drogę kołową, po której porusza się ciężki sprzęt transportowy dla dowozu materiałów (samochody, ciągniki z przyczepami itp.) oraz dźwigi dla montażu rurociągów. W gruntach suchych i normalnej wilgotności, przy szerokości w dnie do 3,0 m, powinny być stosowane pochylenia skarp podane w tabl. I (por K. S. N. K. Roboty ziemne t. I).

TABLICA I

Kategor. gruntu normalnej wilgot- ności	Skarpy nie obciążone		Skarpy obciążone	
	Głębokość wykopu w metrach			
	do 3,0 m	ponad 3,0 m	do 3,0 m	ponad 3,0 m
I	1 : 1,25	1 : 1,5	1: 1,25	1 : 1,5
II	1 : 1,0	1 : 1,25	1 : 1,0	1 : 1,25
III	1 : 0,67	1 : 0,75	1 : 0,67	1 : 0,75
IV	1 : 0,50	1 : 0,67	1 : 0,50	1 : 0,67
V—XVI	1 : 0,1	1 : 0,2	1 : 0,2	1 : 0,35

6.2.7. Wykopy umocnione deskowaniem wykonuje się zgodnie z zasadami zawartymi w „Części ogólnej“ KNiSJ, Dział 61a — Roboty ziemne.

6.2.8. Szerokość wykopów powinna zapewnić warunki bezpieczeństwa pracy, jak również zagwarantować możliwość starannego wykonania wszystkich operacji związanych z montażem rurociągów, uszczelnieniem połączeń oraz ich podbiciem i zasypaniem, ze szczególnie starannym ubiciem w „pachach“. Przy wykopach umocnionych deskowaniem szerokość wykopów powinna zabezpieczyć maksymalny odzysk materiału przy rozdeskowaniu.

6.2.8.1. Szerokość w dnie wykopów nieumocnionych, w gruntach suchych lub naturalnej wilgotności, powinna być co najmniej równa sumie: zewnętrznej średnicy rur + $2 \times 0,20$ m, z tym że wymiary powinny być zaokrąglone w górę do pełnych 10 cm. Wymiar ten należy uważać za minimalny i powinien on być w gruntach nawodnionych zwiększony, zależnie od sposobów odwodnienia wykopu.

6.2.8.2. Szerokość wykopów umocnionych (odeskowanych) powinna wynosić (w świetle ścian wykopu) jak w tablicach II i III. Szerokości wykazane w tabl. II i III należy stosować przy głębokościach do 4,0 m. Przy głębokościach powyżej 4,0 m, na każdy zaczęty 1 m głębokości należy dodawać 0,10 m w szerokości.

6.2.8.3. Przy wykopach prowadzonych w gruntach o większym nawodnieniu i silnie nawodnionych (0,25 — 0,5 H i powyżej), szerokość wykopu określa się zależnie od przyjętego systemu odwodnienia. Szerokości te nie mogą być mniejsze od podanych w 6.2.8.2.

6.2.9. Przy prowadzeniu robót na terenach użytkowanych rolniczo, przed przystąpieniem do właściwych robót ziemnych powinna być zdjęta i zabezpieczona wierzchnia warstwa humusu, przez odkład na wskazane miejsce, która po zasypaniu rurociągu powinna powrócić na poprzednie miejsce.

TABLICA II. Szerokość wykopów dla rur żeliwnych i stalowych

Średnica wewnętrzna rur w mm	Stan nawodnienia gruntu	
	suchy	nawodniony do 0,25 H
300	1,10 m	1,10
400	1,20 „	1,30
500	1,30 „	1,40
600	1,40 „	1,50
700	1,50 „	1,60
800	1,60 „	1,70
900	1,70 „	1,80
1000	1,80 „	1,90
1200	2,00 „	2,10

TABLICA III. Szerokość wykopów dla rur kamionkowych lub betonowych

Średnica wewnętrzna rurociągu	Stan nawodnienia gruntu	
	suchy	nawodniony do 0,25 H
500	1,30	1,40
600	1,45	1,55
800	1,75	1,85
1000	2,00	2,15

6.2.10. Przy rurociągach prowadzonych na nasypach, wymiary poprzeczne nasypu określa projekt, zależnie od wysokości nasypów i potrzebnego przykrycia rur.

6.2.10.1. Przy wykonywaniu robót ziemnych dla uformowania nasypów obowiązują zasady omówione wyżej pod 6.1.1., 6.1.1.7. oraz 6.2.9.

6.2.10.2. Nasypy mogą być wykonywane z gruntów piaszczystych, nie zawierających humusu, darniny, gałęzi itp. Nie należy używać do formowania nasypów gruntów o strukturze pylastej, bardzo zwartych (iły, ciężkie gliny), zmarzniętych, nie dających się należycie zagęścić.

6.2.10.3. Formowanie nasypów powinno się odbywać poziomymi warstwami, o grubości dostosowanej do sposobu zagęszczania i rodzaju sprzętu użytego do zagęszczania. Zaleca się zagęszczanie mechaniczne walcami palczastymi, wibratorami do zagęszczania gruntu, ciężkimi ubijakami mechanicznymi (spalinowe lub elektryczne) itp. Ubijanie ręczne jako mało efektywne, w zasadzie nie powinno być stosowane przy budowie nasypów pod rurociągi większych średnic, nie stalowe i wyższych od 1,0 m (od terenu do spadku rury).

6.2.10.4. Nasypy pod rurociągi większych średnic (powyżej 400 mm), niezależnie od starannego ich zagęszczania zaleca się wykonywać z wyprzedzeniem do 1 roku przed terminem montażu rur.

6.2.10.5. Stopień zagęszczenia gruntu, w stosunku do zagęszczenia w stanie naturalnym powinien wynosić nie mniej niż 100% i powinien być kontrolowany odpowiednimi metodami laboratoryjnymi.

6.2.11. Niezależnie od sposobu wykonywania robót ziemnych, stanu nawodnienia itd. wykonywanie robót ziemnych powinno być zharmonizowane z postępem innych robót, tj. montażem rurociągów, próbami itp. Wyprzedzenie robót ziemnych w stosunku do postępu montażu rurociągu, zwłaszcza w okresie październik — marzec, nie powinno przekraczać 3 — 7 dni, zależnie od rodzaju gruntu.

Odwodnienie wykopów

6.3.1. Przed przystąpieniem do układania rurociągów, wszelkich typów, wykop powinien być odwodniony ze sprowadzeniem zwierciadła wody poniżej spodu rury.

6.3.2. Sposób odwodnienia powinien być zaprojektowany w dostosowaniu do rodzaju i właściwości gruntu, stopnia jego nawodnienia. Sposób odwodnienia powinien być w zasadzie uzgodniony z wykonawcą robót.

6.3.3. Rozróżnia się następujące rodzaje odwodnienia, zależnie od rodzajów gruntu i stopnia jego nawodnienia:

- Obniżanie poziomu wód gruntowych przez stworzenie depresji za pomocą studzien wierconych lub igłofiltrów.
- Drenaż terenu za pomocą uprzednio wykonanych tzw. galerii odwodniających, przy zastosowaniu większych średnic rur drenarskich, ceramicznych, rur betonowych itp. (np. przy wykonywaniu budowli, związanych z rurociągiem, kanałów przemysłowych dużych przekrojów i in.).
- Drenaż dna wykopu z rurek drenarskich, tłucznia, żwiru itp., wykonywany z odpowiednim wyprzedzeniem w stosunku do montażu rurociągu, zależnie od rodzaju gruntu.
- Ujęcie nieznacznych dopływów za pomocą rowków położonych z boku wykopu (poza obrysem rur), z pompowaniem ze studzienek zbiorczych).

6.3.3.1. Odwodnienie przez stworzenie depresji za pomocą studzien wierconych, igłofiltrów albo galerii odwodniających, może być stosowane w gruntach piaszczystych, silnie nawodnionych (powyżej 0,5 m) oraz przy wykopach o głębokości powyżej 5,0 m. W uzasadnionych przypadkach (b. znaczny dopływ wody w gruboziarnistych piaskach) ten rodzaj odwodnienia może być stosowany i przy płytszych wykopach (3 — 5 m) i mniejszym nawodnieniu (0,25 — 0,5 H).

U w a g a: Obniżenie zw. wody gruntowej przez stworzenie depresji powinno wyprzedzać roboty ziemne na okres od kilku dni do kilku tygodni, zależnie od warunków hydrogeologicznych, sprawdzanych za pomocą próbnych pompowań i obserwacji krzywych depresyjnych.

6.3.3.2. W przypadku gruntów pylastych, przewarstwionych, mało- i średnio-nawodnionych (0,25 — 0,5 H), dla odwodnienia wykopów stosuje się wszelkiego rodzaju drenaże.

U w a g a: Drenaż, który nie będzie wykorzystany dla stałego odwodnienia trasy rurociągu, przez grawitacyjne odprowadzenie wody poza obręb wykopu, a użytkowany jest wyłącznie przez okres robót z usuwaniem wody przez pompowanie ze studzienek zbiorczych, — przy zasypce wykopu (po wykonaniu ewent. prób i odbiorze robót na odcinku) powinien być przerwany co około 50 m, dla przerwania w nim ruchu wody.

6.3.4. Przy wszystkich typach odwodnień projekt powinien przewidywać stworzenie odpowiednich warunków dla odpływu wody, z zagwarantowaniem nieporwywania materiału drobnoziarnistego, co mogłoby doprowadzić do naruszenia struktury gruntów. (Przy studniach z filtrem siatkowym zadanie polega na dobraniu odpowiedniej siatki filtracyjnej; przy wszelkich innych urządzeniach — na zaprojektowaniu i wytworzeniu odpowiedniego filtru żwirowego).

6.3.5. Sprawne działanie wszystkich rodzajów odwodnień wykopów powinno być zapewnione przez cały okres montażu, ewent. prób rurociągów aż do zasypania rurociągów (co najmniej na wierzchu rury) włącznie.

6.3.6. Dla odprowadzania wód z urządzeń odwodniających w maksymalnym stopniu powinny być wykorzystane naturalne spadki terenu i odpływy grawitacyjne oraz przewidziane odpowiednie zabezpieczenia przed infiltrowaniem wody, odprowadzanej z powrotem do wykopu.

6.3.7. W związku z 6.3.6. roboty ziemne powinny być zaczynane zawsze od najniższych punktów trasy w miejscach załamania profilu, w obie strony („pod wodę“).

6.3.6. Dla odprowadzania wód z urządzeń odwodniających kopów za pomocą pompowania, dla smoków pomp powinny być zaprojektowane i wykonane odpowiednie studzienki zbiorcze, usytuowane z boku trasy (tj. poza obrysem wykopu pod rurociągiem), w odległościach zależnych od spadków drenażu. Spadki drenażu powinny być w zasadzie zgodne ze spadkami rurociągów i dna wykopów. Jako minimalny spadek dla drenażu, z rurek ceramicznych przyjmuje się 2‰.

6.3.9. Odprowadzenie wód pompowanych z wykopów powinno zapewnić niemożność przedostawania się ich z powrotem do wykopów.

6.3.10. Zastosowany sposób odwodnienia wykopów powinien się opierać na odpowiedniej dokumentacji, której częścią składową powinien być profil geologiczny z naniesionymi, spodziewanymi w okresie budowy, stanami wód gruntowych. Brak tej części dokumentacji wykonawca powinien bezwzględnie reklamować u inwestora. W żadnym przypadku nie należy przystępować do wykonywania robót ziemnych, bez uprzedniego upewnienia się co do rodzajów gruntów i stanu wód gruntowych, np. za pomocą sondowań, dołów próbnych lub tp. (wykonywanych ewent. w zakresie robót dodatkowych). Wobec zachodzących zmian w po-

ziomach wód gruntowych, w czasie wykonywania robót stan (poziomy) wód gruntowych powinien być sprawdzany okresowo komisyjnie, z udziałem wykonawcy, inwestora i projektanta. Różnice mniejsze od 0,10 H nie powinny w zasadzie wpływać na zmianę sposobu odwodnienia, założeń organizacji budowy itp.

Umocnienie podłoża

6.4.1. Rurociągi wszystkich rodzajów powinny być układane na podłożu, zabezpieczającym je od odkształceń, osiadań, podmycia itp.

6.4.2. W gruntach suchych, z wyjątkiem skalistych oraz twardych glin, ilów itp., można układać wszystkie rodzaje rur bezpośrednio na gruncie.

W przypadkach znaczącego zamoknięcia, na skutek opadów atmosferycznych, takich gruntów jak: lessy, gliny, iły różnych rodzajów itp., które w kontakcie z wodą zmieniają strukturę i przy ruchu brygad roboczych łatwo zmieniają się w błoto oraz w przypadkach przemarznięcia podłoża, warstwa zamknięta lub przemarznięta powinny być zdjęte do gruntu rodzimego (albo do gruntu nie zamrożonego), a wykop wypełniony do projektowanej rzędnej gruboziarnistym piaskiem, pospółką, mieszkanką tłuczniowo-piaskową itp., ze starannym ich ubiciem.

6.4.3. W gruntach skalistych i podobnych (np. b. twarde iły, gliny lub inne, do których wydobyć używa się kilofów), wykop powinien być przekopany w stosunku do projektowanej rzędnej spodu rurociągu. Przekop powinien być wypełniony grubym piaskiem, pospółką lub drobnym tłuczniem z piaskiem, ze starannym ich ubiciem. Głębokość przekopu w gruntach skalistych powinna wynosić 10—15 cm, w innych gruntach twardych 3—5 cm.

6.4.4. W gruntach wodonośnych, z gruboziarnistych piasków, żwirków itp., dających się łatwo odwodnić, rury stalowe i żeliwne można układać bezpośrednio na gruncie, przy zabezpieczeniu — odpowiednim odwodnieniem — nienaruszania struktury podłoża przez wysysanie drobniejszych cząstek (odwodnienie wgłębne, drenaże wszelkiego rodzaju).

6.4.5. W gruntach wodonośnych drobnoziarnistych, a zwłaszcza pylistych łatwo ściśliwych, w których wskutek zakłócenia równowagi przy wykonywaniu robót ziemnych następuje z reguły prawie naruszenie struktury:

- a) rurociągi żeliwne i stalowe wszystkich średnic, rurociągi kamionkowe, betonowe i żelbetowe średnicy do 600 mm powinny być układane na warstwie grubości 15—20 cm gruboziarnistego piasku, pospółki, tłuczniwa kamiennego z piaskiem itp., starannie ubitych, z równoległym wykonaniem odpowiednim drenażem (zależnie od ilości dopływającej wody);
- b) rurociągi kamionkowe oraz betonowe i żelbetowe powyżej $\varnothing$ 600 mm powinny być układane na ławie betonowej o grubości — zależnie od średnicy i obciążenia rur — 10—15—20 cm lub nawet więcej ($R_w = 90—100$), położonej na podsypce tłuczniowej grubości 15—20 cm, starannie ubitej, z odpowiednim, równoległym wykonaniem drenażem (zależnie od ilości dopływającej wody).

Przy posadowieniu rur na ławie betonowej, obowiązuje obetonowanie rur od dołu, na wysokość równą 1/3 średnicy.

6.4.6. Rury układane na podłożach: z gruboziarnistego piasku, pospółki itp., powinny być podbite tym samym materiałem na wysokość 1/3 średnicy zewnętrznej.

6.4.7. Na podłoża pod odpowiedzialne rurociągi nie należy używać gruzu ceglanego z cegły słabo wypalanej lub pochodzącej z rozbiórk.

6.4.8. Sposób zabezpieczenia podłoża rurociągów powinien być przewidziany w dokumentacji projektowo-kosztorysowej. W przypadku natrafienia w toku robót na warunki hydrogeologiczne odmienne od przewidzianych w dokumentacji, wykonawca robót zobowiązany jest zastosować środki i metody podane wyżej w 6.4.1.—6.4.6., w uzgodnieniu z nadzorem autorskim i nadzorem z ramienia inwestora, po komisyjnym stwierdzeniu faktycznych warunków hydrogeologicznych.

Zasyпка rurociągów

6.5.1. W przypadku rurociągów żeliwnych i stalowych (ewent. i żelbetowych) zasypanywanie rurociągów powinno się odbywać niezwłocznie po dokonanych pozytywnych próbach szczelności. W przypadku rurociągów kamionkowych, betonowych i żelbetowych, nie poddawanych próbie szczelności, zasypanywanie powinno się odbywać niezwłocznie po dokonaniu odbioru odcinkowym

uszczelnień styków i po ich stwardnieniu (dla uszczelnień na cement — po 3—7 dniach od wykonania, zależnie od warunków atmosferycznych).

6.5.1.1. Doly monterskie, wykonywane dla rurociągów żeliwnych i stalowych łączonych na kielich, powinny być zasypanywane gruntem piaszczystym. W przypadku wykonywania takich rurociągów w gruntach gliniastych doly monterskie powinny być zasypanywane gruboziarnistym piaskiem, pospółką itp., ze starannym ubiciem zasypek i starannym podbiciem pod rury odpowiednimi, płaskimi podbijakami drewnianymi.

6.5.2. Zasypanywanie rurociągów może się odbywać ręcznie i mechanicznie. Zarówno przy zasypanywaniu ręcznym, jak i mechanicznym zasypanywanie rurociągów do wysokości około 30 cm ponad wierzch rury z przednim starannym ubiciem „pach” rur musi być dokonane bezwzględnie ręcznie, ze starannym ubijaniem ubijakami drewnianymi przy rurach, innymi (włącznie z mechanicznymi) w dalszej odległości od rur. Przy wykopach odeskowanych, z uwagi na warunki bezpieczeństwa pracy przez odzysk materiału drzewnego musi być stosowane zasypanywanie ręczne.

6.5.3. Do zasypanywania rurociągów powinien być w zasadzie stosowany materiał uzyskany z wykopu. W gruntach skalistych, ciężkich glinach, ilach itp., nie zapewniających dokładnego ubicia gruntu w „pachach”, tj. między rurą i ścianą wykopu, rurociągi powinny być obsypane do wierzchu rury gruntem piaszczystym lub podobnym (zależnie od miejscowych warunków), dającym się dokładnie ubić. W szczególności dotyczy to rurociągów kamionkowych i betonowych. Te ostatnie w przypadku większych obciążeń (zależnie od wymagań obliczeń statycznych), powinny być obetonowane co najmniej do wysokości 2/3 średnicy zewnętrznej lub wyżej.

6.5.4. Do zasypanywania rurociągów wszelkich typów do wysokości około 30 cm ponad wierzch rury, nie może być używany grunt zamrożony.

6.5.5. Zgodnie z 6.5.5. zasypanywanie rurociągów wszystkich rodzajów, a w każdym razie betonowych i kamionkowych, przynajmniej do wierzchu rury, musi się odbywać przy obniżonym, poniżej spodu rury, zwierciadła wody gruntowej. W przypadkach zawadnienia wykopów z opadów atmosferycznych lub z przzerwania się wód powierzchniowych, przed przystąpieniem do zasypek, wody te powinny być spompowane.

U w a g a: Powyższe nie neguje zasady obfitego zlewania wykonanej zasypek gruntem piaszczystym, dla lepszego jego skompromowania.

Roboty różne

6.6.1. Wszelkie, znajdujące się na trasie wykonywanych rurociągów, urządzenia, przewody, kable itp. powinny być w zasadzie uwidocznione na odpowiednich rysunkach dokumentacji, z właściwym wymiarowaniem, charakterystyką itd., zależnie od rodzaju urządzeń.

6.6.2. Przed przystąpieniem do wykonywania robót, wykonawca powinien zgłosić do organizacji, przedsiębiorstw itp., eksploatujących dane urządzenie, termin rozpoczęcia robót w ich obrębie, dla ustanowienia fachowego nadzoru ze strony użytkowników urządzeń.

6.6.3. W przypadkach natrafienia w toku wykonywania robót na urządzenia, przewody, kable, nie wykazane w dokumentacji, odkopane urządzenia powinny być niezwłocznie zabezpieczone przez podwieszenie, podparcie lub tp., zależnie od rodzaju urządzenia, w sposób zabezpieczający przed odkształceniami i zwisami, zaś o fakcie odkopania, niezależnie od dokonanego wpisu w dzienniku budowy, powinien być niezwłocznie zawiadomiony użytkownik danego urządzenia, dla ustanowienia fachowego nadzoru.

6.6.4. Przy przekroczeniach rurociągami dróg publicznych, sposobów wykonania robót, pod kątem zabezpieczenia ciągłości i bezpieczeństwa ruchu, powinien być uzgodniony przez wykonawcę z odpowiednim organem administracji drogowej. Przy przekroczeniach zwłaszcza większymi rurociągami dróg I i II klasy, przewidywane konstrukcje dla zapewnienia ciągłości ruchu (mostki przejazdowe) powinny stanowić część składową dokumentacji technicznej.

6.6.4.1. Przy robotach wykonywanych w obrębie osiedli albo przy przekroczeniach dróg, wykonawca powinien zabezpieczyć ciągłość i bezpieczeństwo ruchu pieszych, jak i kołowego, przez założenie lub urządzenie odpowiednich przejść, barier ochronnych, oświetlenia, sygnałów drogowych itp., zgodnie z wymaganiami odpowiednich przepisów.

6.6.4.2. Zasyпка wykopów przy przekroczeniach dróg powinna być wykonywana szczególnie starannie, dla zmniejszenia możliwości osiadań i zmieszczenia ich w granicach 2‰. Na drogach

o nawierzchniach utwardzonych, miejsca przekroczenia rurociągiem powinny być, niezwłocznie po zasypaniu wykopu, prowizorycznie zabrukowane. Ostateczne odtworzenie nawierzchni pierwotnej może nastąpić po całkowitym osiągnięciu gruntu w miejscu przekopu i to nie wcześniej, jak w około 1 miesiąc po założeniu bruku prowizorycznego.

INŻ. BOGDAN DYBIZBAŃSKI I INŻ. ELIGIUSZ GAJ

Kilka uwag dotyczących budowy rurociągu goczalkowickiego

W zeszycie nr 12/55 „Gospodarki Wodnej” ukazał się artykuł inż. W. Chramca, głównego projektanta wodociągu goczalkowickiego, dotyczący opracowania projektu tej największej polskiej inwestycji wodnej w planie 6-letnim.

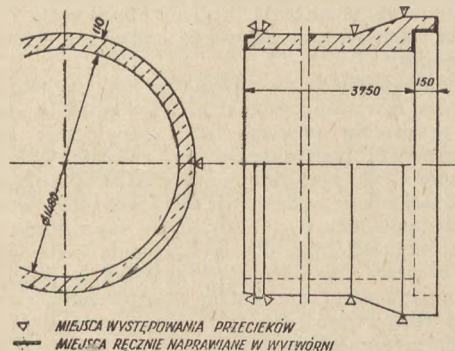
Autorzy niniejszych uwag, pracujący w wykonawstwie, podają kilka danych, naświetlających budowę części środkowej rurociągu goczalkowickiego, części wykonanej z rur żelbetowych. Długość tej części rurociągu wynosi 15,5 km, średnica wewnętrzna 1480 mm, maksymalne ciśnienie próbne 2,8 at. Rurociąg został wykonany z rur żelbetowych, wirowanych, kielichowych, łączonych na uszczelki gumowe okrągłe. Rury o długości montażowej 3,75 m były importowane z NRD, natomiast montowane na budowie całkowicie przez polską załogę.

Należy podkreślić, że do budowy pierwszego w kraju rurociągu żelbetowego tej średnicy przystąpiła załoga młoda, bez doświadczenia w tym zakresie. Pomimo to, robotnicy, jak i pracownicy inżynierijno-techniczni pomyślnie wywiązali się z nałożonego na nich obowiązku. Obecnie, mając za sobą przeszło półtora roku doświadczeń przy budowie grawitacyjnego rurociągu żelbetowego, można już sprecyzować swój pogląd, tak na same prefabrykaty, jak i na pewne problemy związane z budową.

Kapitałne znaczenie ma szczelność rurociągu. Ogólnie można powiedzieć, że rurociąg przy ciśnieniu próbnym 2,0 — 2,8 at wykazał większą szczelność na połączenia przy uszczelkach gumowych, aniżeli na płaszczu rur. Wypływa to:

- a) z nie zawsze starannego wykonania prefabrykatów,
- b) z kształtu prefabrykatów.

ad. a) Przy podnoszeniu ciśnienia woda wykrapla się najczęściej na „szwie” rury (wzdłuż tworzącej walca), oraz na zewnętrznych krawędziach kielicha i tzw. „końca bosego” (rys. 1). Przecieki na szwie rury spowodowane są nieszczelnością form stalowych na połączeniach i wyciekami mleczka cementowego w czasie wirowego ruchu wypełnionej betonem formy. Przecieki na krawędziach spowodowane są ręczną naprawą w wytwórni uszkodzonych powierzchni. W tym wypadku nie jest możliwe osiągnięcie takiej szczelności glazury, jaka powstaje przy odśrodkowym systemie fabrykacji rur.



Rys. 1. Charakterystyczne miejsca przecieków w rurach żelbetowych

ad. b) Przyczyną nieszczelności jest również kształt kielicha oraz „końca bosego”, dostosowany do łączenia na uszczelki gumowe. W miejscach załamań powierzchni zewnętrznej rury powstają przy wirowaniu różne szybkości obwodowe, które powodują niejednakowe rozmieszczenie cząstek materiału (kruszywa i spoiwa cementowego — mleczka).

Przecieki na płaszczu rury są stosunkowo nieliczne i występują przeważnie w postaci pocienia się powierzchni. Należy przypuszczać, że zjawisko to, spowodowane włoskowatymi spękaniem skurczowymi, ulegnie po pewnym czasie zanikowi, na skutek samouszczelnienia.

6.6.5. Roboty ziemne przy przekroczeniach linii kolejowych, większych cieków, strumieni, rzek itp. wykonuje się na podstawie odrębnej dokumentacji techniczno-robotniczej, z uwzględnieniem zarówno na szczelbu dokumentacji, jak i w toku wykonawstwa przepisów specjalnych, regulujących bądź bezpieczeństwo ruchu bądź interesy osób trzecich.

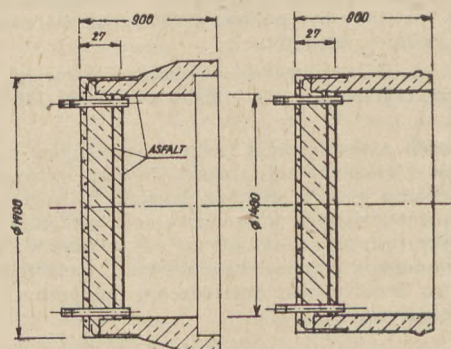
Uwagi podane wyżej potwierdzają dotychczasową opinię, że rury żelbetowe wirowane, o całkowicie gładkiej powierzchni zewnętrznej i wewnętrznej, są szczelniejsze i bardziej pewne przy wyższych ciśnieniach. Nie trzeba uzasadniać, że wykonanie takich rur jest również znacznie prostsze. Jedynym mankamentem jest brak dotychczas dobrego rozwiązania połączeń takich rur. Łączenie rur kielichowych na uszczelki gumowe jest bardzo praktyczne, łatwe do wykonania i daje dobrą szczelność. Należy jednak pamiętać, że zmontowane uszczelki gumowe, zdjęte po kilku dniach, ulegają pod wpływem wgniatania w kielich oraz ciężaru rury (ok. 7 t) trwałemu odkształceniu, zachowując przekrój owalny. Wypływa stąd wniosek, że nie należy poprawiać rur po ich zmontowaniu, gdyż wszelkie deformacje rurociągu zmniejszają szczelność połączeń i to tym bardziej, im później one wystąpią.

Wyrównywanie i prostowanie zdeformowanych odcinków rurociągu należy uważać więc za szkodliwe. Jeżeli deformacje te są niewielkie i niegroźne (nie powodujące nieszczelności połączeń), rurociąg należy pozostawić bez poprawek, w przeciwnym przypadku zaleca się demontaż i ponowne ułożenie, z zastosowaniem zupełnie nowych uszczelk.

Z powyższych rozważań można wyciągnąć również wnioski co do rodzaju gruntu, na jakim nie powinien być układany rurociąg żelbetowy. Nie należy mianowicie układać rurociągów z rur żelbetowych w gruntach podmokłych, ilach, piaskach pylastych, kurczawkach, oraz w terenach zagrożonych uszkodzonymi górnymi. W tych przypadkach bezwzględnie korzystniejsze będą rury żelbetowe bezkielichowe, łączone opaskami stalowymi na uszczelki gumowe. Opaska stalowa (nasuwka) typu połączeniowego, na średnicę zewnętrzną rury 1700 mm została już zaprojektowana przez Biuro Projektów Budownictwa Komunalnego i zastosowana na budowie. Jednak ten typ opasek jest drogi i możliwy do wykonania jedynie w dużym zakładzie produkcyjnym.

Brigada inżyniersko — robotnicza opracowała¹⁾ połączenia proste, ok. 3 razy tańsze od wykonanych w hucie Ferrum, a co najważniejsze możliwe do wykonania w warsztacie polowym budowy.

Jednym z bardziej kłopotliwych problemów budowy były próby szczelności rurociągu, podzielonego na 40 odcinków. Sprawa zaślepienia. próbowanych odcinków nie od razu była właściwie rozwiązana. Stosowane w początkowym okresie stalowe zaślepki tarczowe były kłopotliwe w montażu i nie dawały wystarczającej



Rys. 2. Zaślepki dla rurociągów żelbetowych typu kielichowego

szczelności. Były one zbyt sztywne, nie współpracowały z żelbetowym rurociągiem i z rozparciem o grunt rodzimy, względnie o sąsiedni odcinek rurociągu. Przy podnoszeniu ciśnienia i jednoczesnym rozpięciu zaślepek lewarami śrubowymi, poddawały się

¹⁾ Pod kierunkiem inż. B. Dybizbańskiego.

oparcia o grunt, a nawet zaobserwowano przesunięcie całego odcinka rurociągu. Powodowało to nieszczelność i trudne do skontrolowania straty wody. Poza tym zaślepki stalowe można było wykonać wyłącznie w dużym warsztacie, co stanowiło drugą ujemną stronę tego rozwiązania.

Problem zaślepienia rurociągu żelbetowego z rur kielichowych został w sposób prosty rozwiązany na budowie ²⁾ i zgłoszony w Urzędzie Patentowym. Polega on na wykonaniu zaślepek z odcinków rury żelbetowej, z zabetonowanym dnem i izolacją asfaltową

²⁾ Przez inż. E. Gaję.

INŻ. ALEKSANDER KOWALSKI

Remont śluzy w Paniewie na kanale Augustowskim

krótki opis śluzy i powstałych uszkodzeń

W 1947 r. inż. Czesław Stepnowski opublikował artykuł o odbudowie śluzy Paniewo wykonanej w jesieni 1947 r. ¹⁾ Założeniem, na którym oparł się projekt tej naprawy, było wydłużenie możliwych dróg filtracji przez wykonanie ponurów glinianych i średnioziarnistych, z występującymi soczewkami mułu o zmiennej i nieregularnej grubości. Mury komory i głowy śluzy zostały posadowione na ruszcie drewnianym, opartym na palach (rys. 2 i 3). Pale pod ścianami i głowami śluzy związane są ocepami o kierunku poprzecznym do osi oraz belkami o kierunku podłużnym. Fundament palowy komór otoczony jest drewnianą ścianką szczelną, dochodzącą do wysokości podłogi w komorze. Umocnienie dna w komorach stanowi podwójna podłoga (2 × 7 cm). Przepony poprzeczne pod głowami śluzy stanowią ścianki szczelne o grubości 20 cm. Mury głów śluzy wykonane są z kamieni morenowych o różnych wymiarach na zaprawie wapiennej i obłożone okładziną z piaskowca, zaś ściany komór z gruzu ceglano-kamiennego i cegły na zaprawie wapiennej, z okładziną z cegły klinkierowej, która w późniejszym czasie została zastąpiona blokami gruzowo-betonowymi.

Dwukomorowa śluza w Paniewie na kanale Augustowskim (rys. 1) wybudowana w latach 1826—1828, usytuowana jest na połączeniu dwóch jezior w odległości ok. 450 m. Śluza fundowana jest na wodonośnych piaskach drobno- i średnioziarnistych, z występującymi soczewkami mułu o zmiennej i nieregularnej grubości. Mury komory i głowy śluzy zostały posadowione na ruszcie drewnianym, opartym na palach (rys. 2 i 3). Pale pod ścianami i głowami śluzy związane są ocepami o kierunku poprzecznym do osi oraz belkami o kierunku podłużnym. Fundament palowy komór otoczony jest drewnianą ścianką szczelną, dochodzącą do wysokości podłogi w komorze. Umocnienie dna w komorach stanowi podwójna podłoga (2 × 7 cm). Przepony poprzeczne pod głowami śluzy stanowią ścianki szczelne o grubości 20 cm. Mury głów śluzy wykonane są z kamieni morenowych o różnych wymiarach na zaprawie wapiennej i obłożone okładziną z piaskowca, zaś ściany komór z gruzu ceglano-kamiennego i cegły na zaprawie wapiennej, z okładziną z cegły klinkierowej, która w późniejszym czasie została zastąpiona blokami gruzowo-betonowymi.

W czasie swego istnienia śluza była kilkakrotnie remontowana, w związku z tworzeniem się kawern pod fundamentami głów górnej, środkowej i pod ścianami górnej komory. Podmywanie fundamentów przez owody filtracyjne datuje się jeszcze sprzed roku 1914, o czym świadczą zabite dodatkowe drewniane przepony poprzeczne w górnej głowie. W 1947 r. nastąpił gwałtowny i znaczny wypływ gruntu w tych samych miejscach, co spowodowało uszkodzenie drewnianej podłogi, w dolnej komorze, poniżej ściany spadowej środkowej głowy. W ramach robót naprawczych i zabezpieczających zastosowano wydłużenie ponurów w postaci płyt betonowych i uzupełniających poprzecznych ścianek zakładanych oraz ułożono filtr odwrócony pod całą górną komorą.

W kilka lat później zjawiska filtracji zaczęły ponownie występować, szczególnie w okolicy głowy środkowej, nadto ujawniono nowe przecieki poza przyczółkami głowy dolnej szczególnie z prawej strony przy napełnionej komorze. Zjawisko to wskazywało na nieszczelności i kawerny poza ścianami komory.

Próba uszczelnienia podłoża metodą elektrochemiczną

W 1951 r. podjęto próbę naprawy śluzy przez uszczelnienie gruntu metodą elektroosmotyczną. Prace te obejmowały:

- uszczelnienie ścianek szczelnych wzdłuż komór śluzy przez petryfikację gruntu na 2 m poniżej dna komór, na szerokości 1 m oraz uszczelnienie dna komór;
- wykonanie trzech przepon poprzecznych na wysokości głowy górnej, środkowej i dolnej, o długości ok. 30 m i szerokości 3 m każda, na głębokość ok. 2 m poniżej istniejących ścianek

wą od wewnątrz (rys. 2). Do wykonania zaślepek wykorzystano wybrakowane rury żelbetowe tak, że koszt zaślepek był bardzo mały (254 zł za 1 sztukę wg cen z 1955 r.).

Przy wykonaniu pierwszych zaślepek zastosowano do przecinania żelbetowego płaszcz rury tzw. „lancę tlenową” z rurki stalowej Ø 13 mm, wypełnionej wiązką drutów stalowych Ø 2 mm. Sposób ten, wypróbowany już przez polskich fachowców przy cięciu na złom pancernika „Gneisenau”, jest szybki, lecz powoduje duże zużycie tlenu i rurki stalowej (lancy). Ostatecznie budowa przeszła na przecinanie przy pomocy młotów pneumatycznych i wykonała 24 zaślepki żelbetowe, które zdały całkowicie egzamin w trudnych warunkach polowych.

uszczelnionych. W ten sposób miał powstać system przepion i uszczelnień zabezpieczających przed dalszą filtracją.

Prace uszczelniające polegały na nasyceniu gruntu roztworem szkła wodnego (Na_2SiO_3) i chlorku wapna (CaCl_2), przy równoczesnym działaniu stałego prądu elektrycznego. Proces chemiczny zachodzący między substancjami miał powodować zestalenie gruntu. Dla doprowadzania chemikalii i prądu elektrycznego użyto perforowanych rur żelaznych, zakończonych w dolnej części stożkiem oraz zaopatrzonych w górnej części w zaciski dla doprowadzenia prądu. Zastosowano prąd stały o napięciu 11 QV i natężeniu 80—100 A. Dla wykonania przepony środkowej, o długości 30 m, szerokości 3 m i głębokości 4—13 m zastosowano trzy rzędy elektrod, przy objętości łącznej przewidywanego zestalenia 956 m³. Ilość potrzebnych materiałów wynosiła wg projektu: szkła wodnego 93,5 t, chlorku wapna 19,1 t.

W pierwszej fazie rozpoczęto pracę przy wykonywaniu przepion w części środkowej. W warstwach głębszych struktura gruntu (piaski pylaste o konsystencji zbitej) nie zezwoliła na przenikanie płynów w stopniu dostatecznym dla uszczelnienia i wzmocnienia gruntu. Poza tym podczas wiercenia ujawniono poważną kawernę pod środkową głową oraz stwierdzono, że chemikalia wprowadzone do rur w obrębie głowy środkowej trafiają z łatwością do komory, co świadczyło o słabej konsystencji gruntu i jego rozluźnieniu. Ze względu na te okoliczności prace petryfikacyjne ograniczono do wykonania odcinka doświadczalnego w obrębie głowy środkowej. Wynik tych zabiegów nie dał pozytywnych rezultatów. Całość masy gruntowej nie została uszczelniona i wzmocniona, dając w efekcie tylko częściowe (bryłowe) zestalenie gruntu.

Wyniki dalszych badań i zalecenie komisji rzeczoznawców

Dalszy tok postępowania dla ustalenia środków naprawy śluzy wymagał dokładnego poznania zachodzących zjawisk filtracji oraz badań geologicznych.

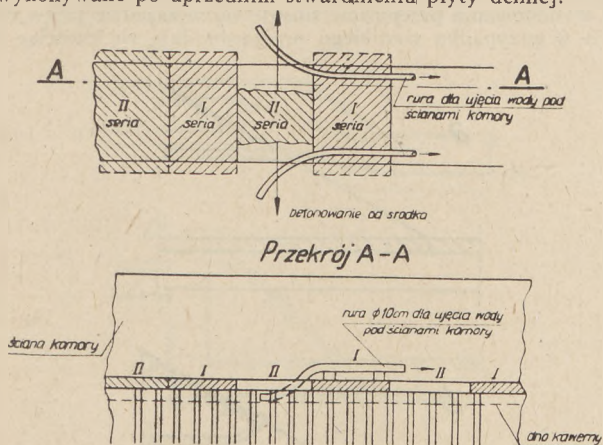
Przeprowadzone obserwacje piezometryczne w obrębie śluzy przy różnych stanach napełnienia komór wskazywały na poważne przecieki w kierunku poprzecznym, wskutek istnienia kawern pod ścianami górnej komory i pod głową środkową oraz nieszczelności ścian. Równowaga gruntu została naruszona w wyniku zwiększonego na tym odcinku ciśnienia oraz zwiększonego współczynnika filtracji.

Badania geologiczne wykazały, że obiekt jest posadowiony na gruncie o słabej konsystencji i w warunkach sprzyjających filtracji. W tym stanie rzeczy dobrą dotychczasową stateczność budowlą należy przypisać jedynie solidnemu posadowieniu śluzy na ruszcie opartym o fundament palowy.

Na podstawie wyników badań i orzeczenia komisji rzeczoznawców ustalono następujące elementy naprawy:

¹⁾ Stepnowski C. — Odbudowa śluzy Paniewo na kanale Augustowskim „Gospodarka Wodna” nr 6/47.

wprowadzenia betonu zostały założone wzdłuż ścian i głów w odstępach co 2 m rury żelazne $\varnothing 2''$ (rys. 3). Betonowanie kawern było wykonywane po uprzednim stwardnieniu płyty dennej.



Rys. 4. Ujęcie wody przy betonowaniu II serii płyty dennej

Uszczelnienie ścian i dna komory

Ściany komory po dokładnym oczyszczeniu ich powierzchni zostały pokryte warstwą zaprawy cementowej 1:2, o grubości ok. 2 cm, narzuconej sposobem torkretowania. Przed narzuceniem zaprawy powierzchnia ścian pokryta została warstwą 2 mm mleka cementowego (1 litr cementu na 1 litr wody). Uszczelnienie płyty dennej zostało dokonane przez dodanie do betonu środka wodoszczelnego „Silikon”, w ilości 10% wagi cementu.

Drenaż zewnętrzny

Wzdłuż ścian komory górnej i dolnej założono dren odwadniający dla zmniejszenia ciśnienia wód gruntowych i zmniejszenia przesiąków przez ściany komory. Początek drenu odsunięto o 15 m od dolnej krawędzi niszy wrót górnych, celem zapobieżenia ewent. zwiększonej filtracji z górnego stanowiska. Średnicę drenu przyjęto 15 cm wzdłuż górnej komory i 2 x 15 cm wzdłuż dolnej komory (rys. 5). Dren został założony w obudowie filtru odwróconego. Dla umożliwienia kontroli i czyszczenia wykonano po obu stronach komory po 5 studzienek rewizyjnych z kręgów betonowych, o średnicy 1,0 m. Zwierciadło wody w gruncie przy czynnym i nieczynnym drenażu pokazano na rys. 6.

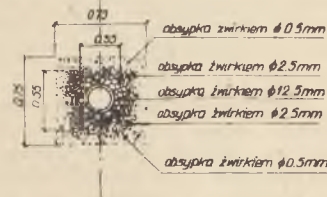
Wnioski i spostrzeżenie z wykonawstwa

Przed przystąpieniem do odbudowy albo wykonania kapitalnych remontów budowli wodnych równoległe ze szczegółowym badaniem stanu części nadwodnych i podwodnych powinny być wyczerpujący sposób poznane warunki hydrogeologiczne występujące

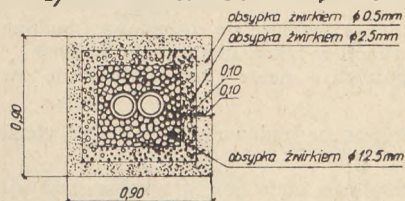
ce w obrębie budowli, a w szczególności zjawiska filtracji pod fundamentami i za ścianami budowli. Gruntowne naświetlenie tych zjawisk jest warunkiem niezbędnym dla przyjęcia właściwych koncepcji naprawy budowli.

Przy remoncie podwodnych części starych budowli hydrotechnicznych powinny być zastosowane środki zabezpieczające przed ewentualnym naruszeniem stateczności istniejących elementów.

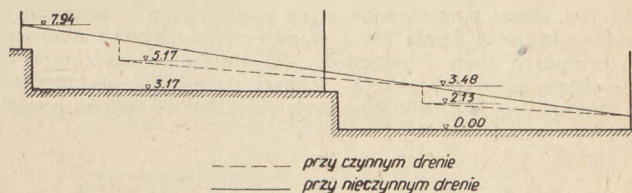
a) FILTR ODWRÓCONY



b) FILTR ODWRÓCONY DLA DRENU $\varnothing 2 \times 15$ cm



Rys. 5. Filtr odwrócony dla drenu $\varnothing 2 \times 15$ cm



Rys. 6. Zwierciadło wody za ścianami komory

W przypadku konieczności uzupełnienia lub wzmocnienia istniejących budowli za pomocą wprowadzenia betonu pod ciśnieniem należy poprzednio ustalić dopuszczalne ciśnienie na drodze teoretycznej, a przy wykonywaniu betonowania stopniowo osiągać potrzebne ciśnienie.

Przy robotach torkretniczych należy przestrzegać doboru kruszywa, użycia przepisanej ilości cementu i dawkowania wody, które należy uprzednio ustalić na drodze prób. Jakość robót torkretniczych w wysokim stopniu zależy od umiejętności ich wykonania, dlatego powierzać je należy specjalistom obeznanym z technologią tych robót.

INŻ. STANISŁAW GRZEBAŁA

Zakład Budownictwa Wodnego Politechniki Wrocławskiej

Zastosowanie elementów prefabrykowanych w budownictwie wodnym

Jednym z podstawowych zadań stawianych budownictwu jest zastąpienie konstrukcji drewnianych i monolitycznych budowli betonowych — konstrukcjami składanymi z betonowych lub żelbetonowych elementów prefabrykowanych. Niezależnie od efektów ekonomicznych, podniesienia jakości budowli względnie zwiększenia sprawności organizacyjnej, zagadnienie to jest tym bardziej ważne, że budownictwo nasze jest obecnie jednym z najpoważniejszych konsumentów drewna, brak którego jest powszechnie znany i niewątpliwie spowodować może ograniczenie rozwoju budownictwa. Zastosowanie w możliwie najszerszym zakresie prefabrykatów wpłynie korzystnie na deficyt drewna, na razie jednak postęp w tym kierunku w budownictwie wodnym jest w ogóle niedostrzegalny.

Inż. St. Grzebała w swoim artykule omawia osiągnięcia uzyskane w tej dziedzinie w Związku Radzieckim. Artykuł ma charakter informacyjny i w ogólnym zarysie podaje możliwości zastosowania prefabrykatów w budownictwie wodnym. Redakcja również chętnie zamieści artykuły omawiające szczegółowo konkretne przypadki budowli wodnych z elementów prefabrykowanych.

Na przestrzeni ostatnich lat obserwujemy silny rozwój budownictwa z elementów prefabrykowanych. Ta nowa forma budownictwa daje poważne korzyści natury gospodarczej i umożliwia uprzemysłowienie produkcji i mechanizację budowy. Dzięki

prefabrykacji powstają i rozwijają się nowe gałęzie przemysłu, obniża się pracochłonność pewnych robót, podnosi się jakość techniczna elementów, a przez lepsze wykorzystanie pod względem wytrzymałościowym materiałów uzyskuje się poważne ich

oszczędności. Wraz z rozwojem prefabrykacji powstają możliwości zastosowania nowych rozwiązań konstrukcyjnych, nowych metod obliczeniowych, zmiany dopuszczalnych obciążeń oraz wielkości współczynników bezpieczeństwa itp.

Z prefabrykacją w budownictwie lądowym spotykamy się obecnie w życiu codziennym niemal na każdym kroku. Rzadko możemy spotkać budowę, na której nie są stosowane elementy prefabrykowane. Stały postęp na tym odcinku, nowe zdobycze i osiągnięcia są omawiane, opracowane i udostępnione dla szerszego ogółu fachowców w formie różnych wydawnictw, Instytuty zajmują się badaniem całokształtu zagadnienia przez wszystkie jego fazy, począwszy od pomysłu i dokumentacji, aż do wybudowania obiektu i sprawdzenia jego pracy i bezpieczeństwa.

Do zobrazowania i podkreślenia znaczenia budownictwa z elementów prefabrykowanych mogą posłużyć dane odnoszące się do budownictwa lądowego: w Związku Radzieckim w 1956 r. przewiduje się rozbudowę zakładów prefabrykacji w stopniu zabezpieczającym produkcję 4 885 000 m³ prefabrykatów; w Czechosłowacji prefabrykaty stanowią 13%, a na Węgrzech aż 50% ogólnej ilości wykonywanych konstrukcji żelbetonowych.

Istniejące u nas zakłady prefabrykacji zdolne są do produkcji 350 000 m³ prefabrykatów betonowych i żelbetonowych łącznie. W planie 5-letnim przewiduje się rozbudowę i budowę nowych zakładów prefabrykacji w takim stopniu aby w 1960 r. ich zdolności produkcyjna pokryła nasze zapotrzebowanie w wysokości 4 000 000 m³.

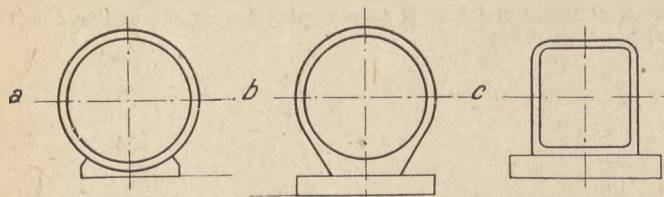
A jak przedstawia się budownictwo wodne z elementów prefabrykowanych?

W naszej literaturze mało jest artykułów traktujących o tym zagadnieniu¹⁾. W czasopiśmie radzieckich prefabrykacja w budownictwie wodnym jest stosunkowo szczegółowo omawiana. Poza tym budownictwo wodne z elementów prefabrykowanych omawiane jest również w zagranicznych podręcznikach technicznych.

Prefabrykacja w dziale robót wodno-melioracyjnych obejmuje: jazy, przepusty, śluzy i bystrotki. Wszystkie rodzaje tych budowli objęte są prefabrykacją. Zakres stosowania prefabrykacji oraz rozwiązania konstrukcyjne tych obiektów omówiono poniżej.

★

Jednym z najprostszych obiektów, a równocześnie najczęściej spotykanym są przepusty. Wymagania stawiane obiektom tego typu w zasadzie odnoszą się do wytrzymałości na obciążenie zewnętrzne i prostoty konstrukcji, przy zapewnieniu korzystnych pod względem hydraulicznym warunków przepływu. Najczęściej stosowanym rozwiązaniem są rury betonowe, o odpowiednio wykształconym wlocie i wylocie. Inne rozwiązanie polega na montażu osobno wykonanych rur, wlotów i wylotów. Przy budowie przepustów stosowane są rury o przekroju okrągłym ze stopką lub bez stopki a czasami i rury o przekroju kwadratowym (rys. 1).

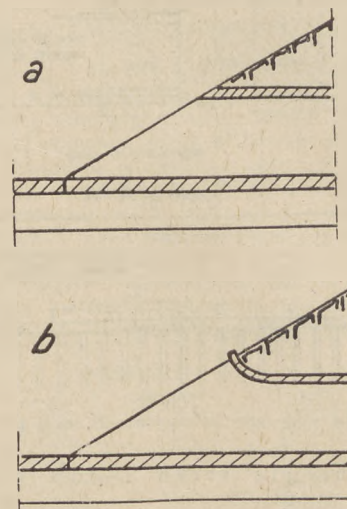


Rys. 1. Przekroje przepustów rurowych: a — rura okrągła, b — rura ze stopką, c — rura kwadratowa

Wloty i wyloty przepustów mogą być wykonane jako oddzielne elementy (rys. 2). Montaż na placu budowy polega na ułożeniu rur na uprzednio przygotowanym podłożu z chudego betonu i ustawieniu wlotu i wylotu. Dodatkowe prace przy budowie przepustu polegają na wykonaniu na wlocie i wylocie odpowiednich ubezpieczeń (rys. 3). Przy przepustach, które w pewnych warunkach

mogą pracować pod ciśnieniem, należy zwrócić uwagę na zabezpieczenie przed filtracją wody wzdłuż rur przepustu oraz na wykonanie odpowiedniej przesłony pionowej na wlocie.

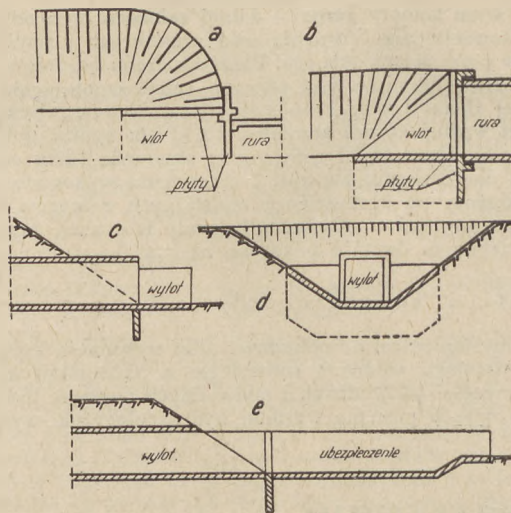
Do wybudowania przepustów stosuje się w zasadzie jeden rurociąg, a w przypadku szerokiego przejazdu daje się rurociąg po-



Rys. 2. Przekroje wlotów do przepustów rurowych: a — wlot zwykły, b — wlot zaokrąglony

dwojny. Rury wykonywane są do tego celu w odcinkach do 6 m długości i do 5 t wagi. Ubezpieczenie, grubość ścianek rur i inne szczegóły zależą od warunków lokalnych.

Bardzo podobne w działaniu, a częściowo i w konstrukcji są rurociągi do przepuszczania wody z wyższego poziomu na niższy, wybudowane jako: upusty,



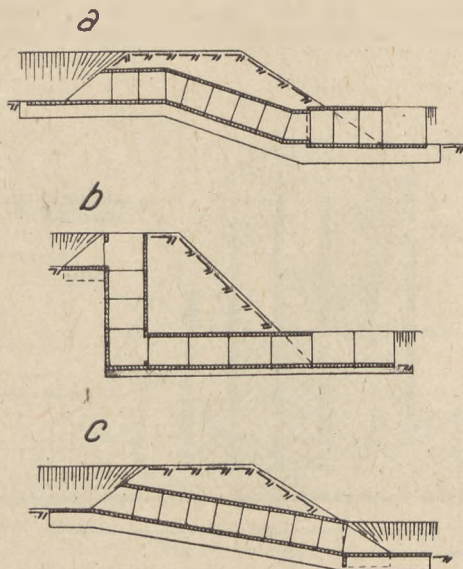
Rys. 3. Ubezpieczenie wlotu i wylotu przepustów rurowych: a, b — wlot, c, d, e — wylot

przelewy, syfony i kaskady. Podobnie jak w przepustach, tak i w tym przypadku podstawowymi elementami prefabrykowanymi są rury o przekroju kołowym. Do przepuszczenia wody przy zachowaniu warunku przepływu swobodnego stosuje się budowle, pokazane na rys. 4. Do niewielkich ilości wody i małych spadów stosuje się przelew typu kaskadowego (4b). Przy większych ilościach wody i większych spadach należy stosować przelew (4a) lub (4c). Konstrukcyjnie bardziej korzystny jest typ przelewu, przedstawiony na rys. 4c. Prócz rur, jako elementu podstawowego, używa się elementów prefabrykowanych do wykonania wlotu i wylotu oraz zabezpieczenia przed podmyciem dna i skarp, podobnie jak i przy przepustach. Przy rozwiązywaniu tej konstrukcji ważne jest uszczelnienie i połączenie styków poszczególnymi elementami w celu stworzenia monolitu. Przy wykonaniu należy zwrócić uwagę na to, by nie nastąpiło przesiąkanie wody na zewnątrz rurociągu, spowodowane złym połączeniem poszczególnych elementów pomiędzy sobą.

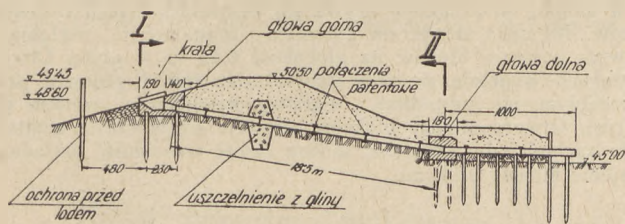
W rozwiązaniu tego typu budowli zastosowano rury azbestowo-cementowe o średnicach od Ø 368 mm do Ø 546 mm. W pew-

¹⁾ Porówn. Rembowski J. — Zagadnienie materiałów i prefabrykatów w robotach wodno-melioracyjnych. Gospodarka Wodna nr 4/55. Boretti Z. — Prefabrykowane spawane zbrojenie w żelazo-betonowym budownictwie wodnym. Gospodarka Wodna nr 5/55. Kluba Z. — Opis żelbetonowego jazu i młyna betonowego. Gospodarka Wodna nr 6/55. Zbikowski A., Stalkowski Z., Gorzkowski H. — Żelbetowe łupiny ochronne. Gospodarka Wodna nr 7/55. Boretti Z. — Zasady projektowania prefabrykowanego zbrojenia spawanego żelbetonowych konstrukcji hydrotechnicznych. Gospodarka Wodna nr 8/55. Bielenia C. — Kilka uwag na temat prefabrykatów w hydrotechnice. Gospodarka Wodna nr 1/56. Puścikowski J. — Możliwości stosowania konstrukcji wstępnie sprężonych w budownictwie wodno-melioracyjnym. Gospodarka Wodna nr 4/56 (przyp. Red.).

nym przypadku wykonano 8 nitek rurociągu po 32 m długości każda i średnicy 546 mm, co przy różnicy poziomów 7,50 m pozwalało na przepuszczanie ok 13 m³/s. Elementami prefabrykowanymi na tych obiektach były rury azbestowo — cementowe. Po-



Rys. 4. Rurociągi do przeprowadzenia wody na niższy poziom: a, c — pochyle, b — poziome



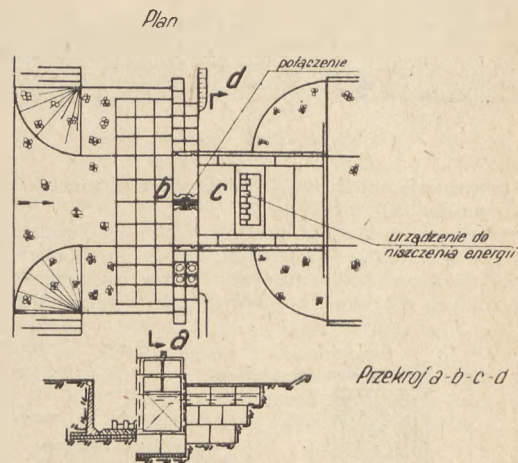
Rys. 5. Rurociąg z rur azbestowo-cementowych

zostałe elementy wykonano metodą tradycyjną. Nowy materiał — azbestocement — okazał się przydatny w budownictwie wodnym, jednakże nie zawsze może być stosowany, gdyż nie wytrzymuje większych obciążeń zewnętrznych. Konstrukcyjne rozwiązanie tego typu budowli, lecz dla mniejszego spadku, pokazano na rys. 5.

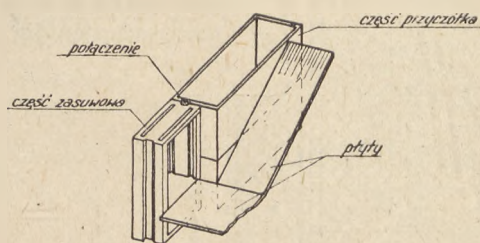
Innym typem budowli z elementów prefabrykowanych są śluzy na kanałach nawodniających i ujściach. Na rys. 6 pokazano śluzę z elementów prefabrykowanych dla przepływu 10 m³/s. Ciężar poszczególnych elementów przy tym typie konstrukcji dochodzi do 10 t.

W rozwiązaniu śluzy należy zwrócić uwagę na śmiałość koncepcji, polegającej na zastosowaniu gotowych części obiektu, wykonanych z wszelkimi szczegółami potrzebnymi do jego eksploatacji. Montaż polega na ustawieniu elementów obok siebie i wzajemnym ich powiązaniu. Wydaje się, iż zagadnienie ich ciężaru oraz potrzeba użycia przy montażu ciężkiego sprzętu może powodować znaczne utrudnienia.

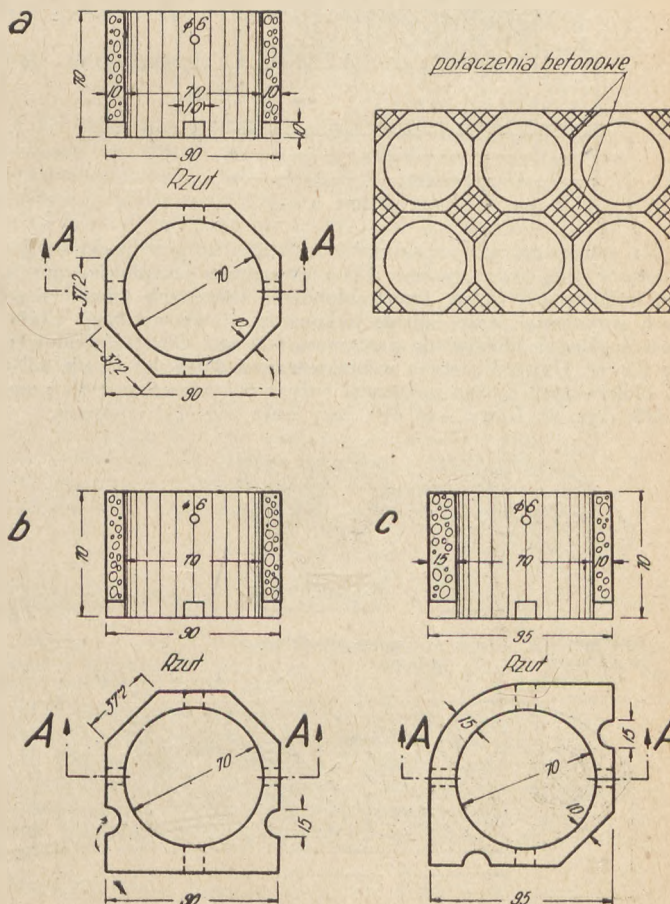
W przypadku tego obiektu, jak i poprzednich wszelkie prace dotyczące posadowienia, wykonania ścianek szczelnych zabezpieczających przed filtracją wody pod obiektem nie są objęte prefabrykacją.



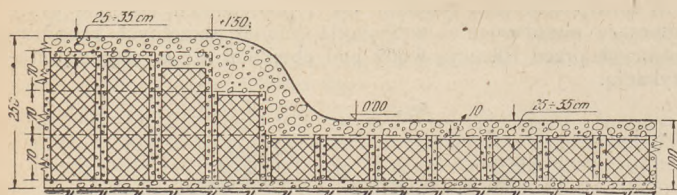
Widok z góry



Rys. 6. Śluza na kanałach nawodniających



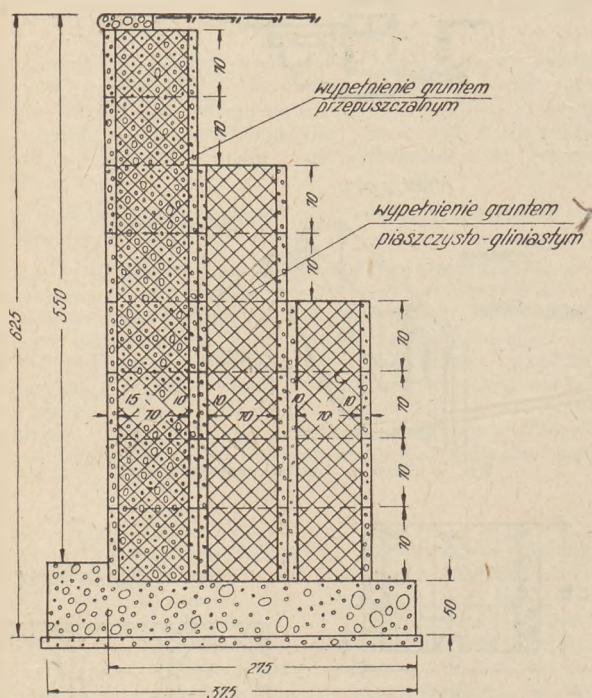
Rys. 7. Elementy prefabrykowane do budowy jazu: a — element środkowy, b — element boczny, c — element narożnikowy



Rys. 8. Płyta wypadowa jazu

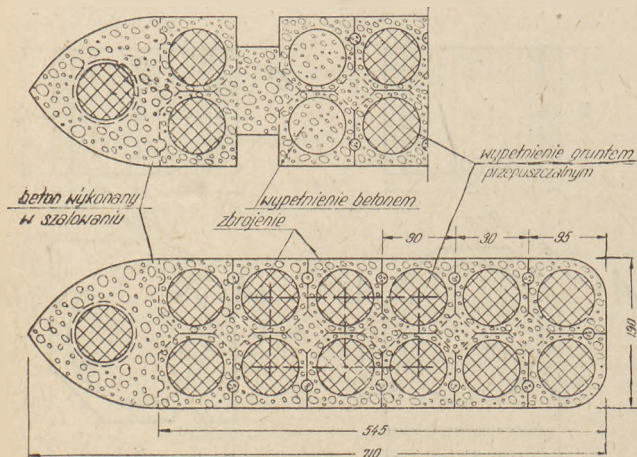
Do poważniejszych budowli wodnych z elementów prefabrykowanych należy zaliczyć jazy.

Wysokość piętrzenia dla jazów o ruchomej konstrukcji piętrzącej osiąga 5 m, a dla jazów stałych 6,5 m. Elementy prefabrykowane, używane do montowania jazów, w przeciwieństwie do innych małych obiektów, posiadają małe wymiary i niewielki ciężar.



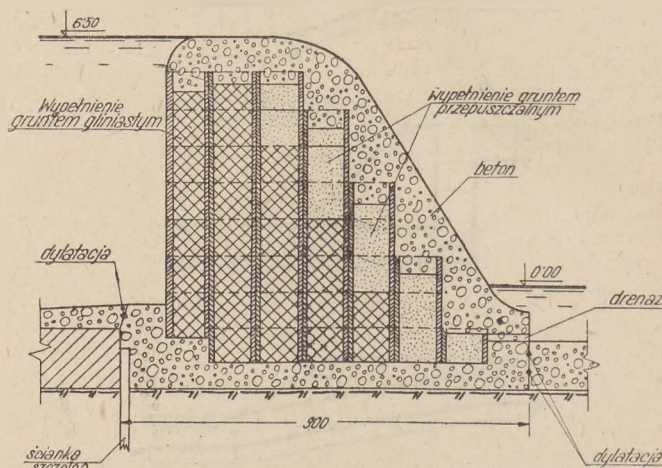
Rys. 9

Na zamieszczonych rysunkach (7, 8, 9, 10) przedstawiono jaz ruchomy oraz jaz stały (rys. 11) z elementów prefabrykowanych. Do budowy używa się trzech bloków o kształtach umożliwiających wykonanie ścian, naroży i konstrukcji wewnętrznej. Ciężar poszczególnych bloków nie przekracza 450 kg. Objętość budowlana 0,2 m³. Objętość betonu w bloku wynosi 0,086 m³, tj. ok. 43%. Z bloków tych można montować: płyty wypadowe (rys. 8), przyczółki (rys. 9), filary (rys. 10), jazy stałe (rys. 11) i poszury.



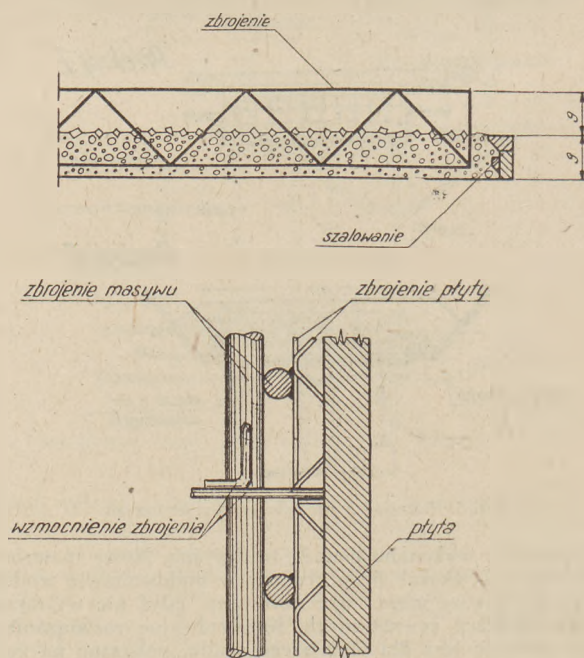
Rys. 10. Filary jazu

Płytę wypadową montuje się w ten sposób, że na podłożu betonowym ustawia się bloki, przeznaczone do konstrukcji wewnętrznej. Następnie wiąże się je między sobą, zalewając betonem otwory między blokami. Bloki wypełnia się wewnątrz materiałem, znajdującym się na placu budowy, np. pospółką. Na wierzchu ustawionych bloków betonuje się płytę grubości 0,25 — 0,35 m.



Rys. 11. Jaz stały

Na montaż przyczółków używa się wszystkich trzech rodzajów bloków. Montuje się je na gotowym fundamencie, zagłębiając pierwszą warstwę bloków na głębokość 0,25 m w płytę. Otwory w blokach wypełnia się w warstwie zewnętrznej gruntem przepuszczalnym, np. pospółką, a warstwy wewnętrzne gruntem gliniastym. Otwory między blokami betonuje się w czasie montażu. O ile zachodziłaby potrzeba, można całość wzmocnić, zakładając zbrojenie między blokami.



Rys. 12. Płyty okładzinowe

Montaż filarów z bloków, pokazanych na rys. 7, jest trudny. Trudność wynika stąd, że filarom potrzeba nadać odpowiednie kształty oraz przewidzieć wnęki na ścianki zakładane (szandory) i zasuw. Przy montażu wykonuje się szalowanie, a potrzebne kształty i wnęki uzyskuje się betonując filar na miejscu. Rozmieszczenie bloków w filarze pokazano na rys. 10. Otwory w blokach wypełnia się materiałem przepuszczalnym. Filar ustawia się na płycie, tak jak przyczółek.

TABLICA I. Zestawienie procentowe ilości betonu, potrzebnego do wykonania różnych budowli metodą monolityczną i przy zastosowaniu elementów prefabrykowanych typu użytego do budowy jazu.

Rodzaj budowli	Ilość robót betonowych przy stosowaniu metody monolitycznej %	Ilość robót betonowych przy stosowaniu element. prefabrykowanych			Oszczędność betonu %
		beton w prefabr. %	beton wykon. na pl. budowy %	razem %	
Przyczółki . . .	100	32	31	63	37
Płyty wypadowe	100	33	27	60	40
Filary	100	32	35	67	33
Jazy stałe	100	24	43	67	33
Elektrownie wodne	100	40	20	60	40
Przeciętnie	100	31	32	63	37

Jazy stałe montuje się dla piętrzeń do 6,5 m. Do montażu potrzebne są dwa rodzaje bloków: wewnętrzne oraz do wykonania ścian. Belki ustawia się na poprzednio przygotowanej płycie betonowej, z odpowiednimi zagłębieniami. Ścianę odwodną i korpus stanowią bloki; korona i strona odpowietrzna wykonane są z betonu na placu budowy. Bloki od strony odwodnej wypełnia się gruntem gliniastym, a od strony odpowietrznej gruntem piaszczystym.

Poszury nie wymagają osobnego omówienia. Konstrukcja ich i wykonanie jest identyczne z konstrukcją płyty, podaną wyżej.

Zastosowanie elementów prefabrykowanych pozwala na zmniejszenie ilości betonu potrzebnego do wykonania danej budowli. Jeśli przyjmiemy kubaturę betonu budowli monolitycznej za 100% i porównamy z ilością betonu, jaką możemy użyć przy zastosowaniu prefabrykatów, aby wykonać tę samą i o takich samych wymiarach budowlę, to otrzymamy wyniki zestawione w tablicy I. Prefabrykaty stosowane są również przy budowie wielkich obiektów, np. zapór, na których stosuje się zamiast deskowania — żelbetowe płyty okładzinowe (rys. 12). Płyty te wykonane są w taki sposób, że strona zewnętrzna jest gładka i odpowiednio obrobiona w celu podniesienia estetycznego wyglądu budowli oraz otrzymanie odpowiednich rozwiązań architektonicznych. Strona wewnętrzna natomiast posiada chropowatą powierzchnię dla dobrego powiązania z masywem budowy. Płyty zastępują również deskowanie i dlatego zbrojenie wykonane jest w taki sposób, że położenie jego wystaje od strony wewnętrznej. Zbrojenie płyt okładzinowych łączy się ze zbrojeniem obiektu przez przyspawanie. Wymiary stosowanych płyt są dowolne.

W budownictwie wodnym istnieją szerokie możliwości stosowania prefabrykacji, podobnie jak to ma miejsce w budownictwie lądowym. Wprowadzenie tej nowej metody pozwoli na uzyskanie oszczędności na materiałach, robociznie, skróci czas trwania budowy oraz umożliwi wprowadzenie nowych materiałów.

LITERATURA

1. Iwanow K. W. — „Ekonomicznij konstrukcii gidrotechnicznych sooruzienij maszowow stroitelstwa iz szornawo betona” Gidrotechnika i melioracija 6/1951.
2. Jakowlew W. N. — „Opalubocznyje raboty na stroitelstwie gidro-elektro-stancij” rok 1950.
3. Siemienow W. I. — „Opyt organizacii rabot po ustanowkie rlitoboloczek na Cimljanskom gidrouzle” Gidrotechničeskije stroitelstwo 7/1951.
4. Stiepanow I. A., Gusiew D. M. — Trubaczatije pawodkowijie wodosbrosy iz asbocennitych trub” Gidrotechnika i Melioracija 10/1955.
5. Urban H. — „Perspektivy razwoju prefabrykacii” Inżynieria i Budownictwo 12/1955.
6. Zamarin E. A. — „Sbornyje gidrotechničeskije sooruzienija” Gidrotechnika i melioracija 7/1954.
7. Zamarin E. A. i Fandiejew W. W. — „Gidrotechničeskije sooruzienija” wyd. III rok 1954.

XXV Międzynarodowe Targi Poznańskie a rozwój mechanizacji w budownictwie wodnym

Zamieszczając niżej kilka uwag naszego sprawozdawcy z XXV Międzynarodowych Targów Poznańskich, dotyczących wystawionych maszyn i urządzeń, mogących mieć zastosowanie zarówno w tzw. dużym budownictwie wodnym, jak i w budownictwie wodno-melioracyjnym. Redakcja pragnie zainicjować szeroką dyskusję na temat mechanizacji robót w budownictwie wodnym. Redakcja chętnie opublikowałaby artykuły naświetlające istotne potrzeby (bieżące i przyszłe) naszego budownictwa wodnego w zakresie mechanizacji robót. W wypowiedziach tych nie powinno zabraknąć — zdaniem Redakcji — głosów fachowców z takich instytucji, jak Centralny Zarząd Budownictwa Wodno-Inżynierskiego (wraz z podległymi mu zjednoczeniami), Centralny Zarząd Wodnych Melioracji (wraz z podległymi mu przedsiębiorstwami) oraz kierowników budów i odpowiedzialnych organizatorów mechanizacji robót, przede wszystkim większych, jak np. port Żerań i kanał żeglugi Żerań — Zegrze, kanał nawodniający Wieprz — Krzna, stopnie kanalizacyjne Dąbie i Łęczany, zapory i silownie wodne Myczkowce i Koronowo, urządzenia wody przemysłowej i odprowadzenie ścieków w Oświęcimiu, odprowadzenie ścieków z Janikowa, obwałowanie rzeki Jezioriki.

Jeśli chodzi o mniejsze, lecz występujące w znacznej ilości, roboty wodno-melioracyjne, pożądanymi byłyby również głosy z terenu co do zagadnienia ich mechanizacji.

Szeroka dyskusja na łamach czasopisma w sprawie racjonalnej mechanizacji robót wodnych, w sprawie odpowiedniego doboru maszyn i urządzeń zastępujących pracę ręczną, dyskusja mająca jednocześnie charakter wymiany doświadczeń — powinna przyczynić się do przezwyciężenia istniejących, niestety, dotychczas oporów przy rozwiązywaniu zagadnień mechanizacji robót w budownictwie wodnym i ich organizacji, do pchnięcia postępu technicznego w tym zakresie w Polsce na właściwe tory rozwoju.

Tegoroczne Targi Poznańskie miały znacznie szerszy zakres międzynarodowy. Zwiększyła się zarówno ilość firm wystawiających swoje wyroby, powierzchnia wystawowa, jak i asortyment towarów.

Liczba krajów uczestniczących w Targach wzrosła z 23 do 35.

Ekspozycja krajów demokracji ludowej ma wyraźne cztery kierunki. Pokazane są tam automaty i półautomaty, maszyny ciężkie, maszyny precyzyjne i maszyny do obróbki plastycznej.

Firmy Europy zachodniej: z Niemiec Zachodnich, Szwecji, Belgii i Anglii wystawiły przede wszystkim precyzyjną aparaturę elektryczną, elektronową, teletechniczną, aparaty medyczne itp. Jest to pierwsza ogólna uwaga nasuwająca się po wstępnym obejrzeniu wszystkich pawilonów. Stoiska były estetyczne i bardzo starannie urządzone. Zwracał uwagę brak plansz propagandowych;

przyciągały one na poprzednich targach wzrok widza i rozpraszały jego uwagę.

Zupełnie nowe i słuszne było zorganizowanie na MTP informacji technicznej, ułatwiającej międzynarodową wymianę postępowych osiągnięć w dziedzinie techniki. Jest to zagadnienie bardzo ważne. Czechosłowacja wysłała na wszystkie międzynarodowe imprezy — niezależnie od ekip fachowców obsługujących pawilony i ekspozycje — specjalistów obserwatorów, zaznajamiających się na miejscu z każdym nowym pomysłem, z każdą nową produkcją. W ten sposób stale wzbogacają doświadczenie, trzymając rękę na pulsie najnowszych wynalazków i udoskonaleń.

Międzynarodowe imprezy urządzone u nas w kraju muszą być przez techników lepiej wykorzystywane niż dotychczas. W roku

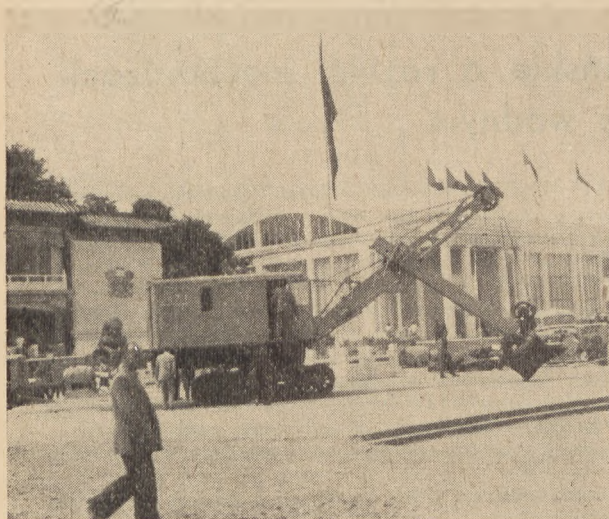
bieżącym pawilon Informacji Technicznej zorganizowany został przez Naczelną Organizację Techniczną. Na pierwszy plan wysunęła się możliwość nawiązania bezpośrednich kontaktów, umożliwiło się zagranicznym ekspertom i technikom przeprowadzanie rozmów z polskimi specjalistami.

Na tegorocznych Targach Poznańskich Polska wystawiła przeszło 30.000 eksponatów, zajmując prawie połowę całej powierzchni wystawowej — około 90.000 m². W dziale przemysłu ciężkiego wystawione maszyny wyróżniają się znacznie lepszym wykonaniem aniżeli w roku ubiegłym.



Rys. 1. Polskiej konstrukcji koparka przedsiębierna, o pojemności łyżki 0,25 m³, produkcji Z. B. U. P. im. L. Waryńskiego w Warszawie

Trudno w ramach krótkiego sprawozdania omówić wszystkie eksponaty dotyczące budownictwa wodnego, toteż poniżej zostaną wymienione niektóre maszyny i urządzenia, wystawione przeważnie po raz pierwszy na Targach Poznańskich. Wydaje się, że czytelnicy „Gospodarki Wodnej” mogą również wiele dowiedzieć się z reportażu z XXV MTP, zamieszczonego w nr 9/56 „Przeglądu Budowlanego”.



Rys. 2. Chińska koparka przedsiębierna, o pojemności łyżki 1 m³. Na dalszym planie pawilon Chińskiej Republiki Ludowej i Czechosłowackiej Republiki Ludowej

Spośród ważniejszych maszyn budowlanych, wystawionych na MTP i mających zastosowanie również w budownictwie wodnym należy przede wszystkim wymienić maszyny do robót ziemnych — jako najbardziej pracochłonnych.

W pawilonie polskim wystawione zostały trzy typy koparek. Największa z nich, to koparka przedsiębierna, o pojemności łyżki 1 m³, oparta na dokumentacji radzieckiej koparki E-1004.

Jest to koparka uniwersalna na podwoziu gąsienicowym, wyposażona w silnik spalinowy o mocy 120 KM, całkowita waga koparki 39,14 t. Koparka jest produkowana przez Zakłady Mechaniczne w Łabędach. Przydatna jest ona do wykupu dużych mas ziemnych, z ewentualnym ładowaniem ziemi na środki transportu, jak: wagony kolejowe, specjalne wywrotki samochodowe do transportu ziemi itp.

Druga koparka — to popularny typ uniwersalnej KU-501, o pojemności łyżki 0,5 m³ — wierna kopia radzieckiej koparki



Rys. 3. Zachodnio-niemieckiej produkcji koparka linowo-zbierakowa typu „L-051”, o pojemności zbieraka 0,3 m³

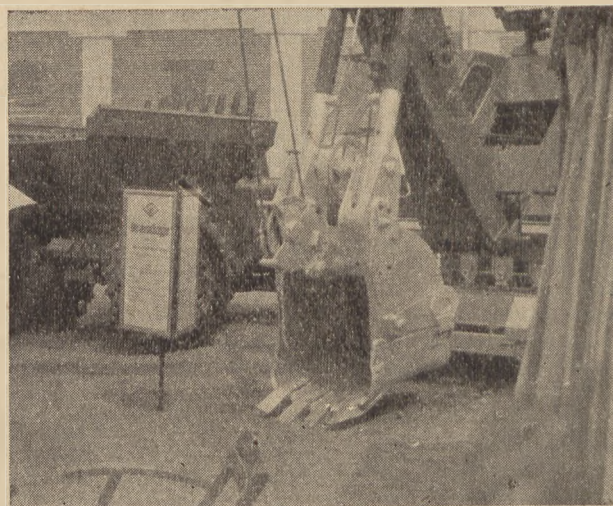
E-505, produkcji Warszawskich Zakładów Budowy Urządzeń Przemysłowych im. L. Waryńskiego.

Trzecią koparką wystawioną w naszym stoisku (rys. 1 oraz fotografia na okładce), produkowaną w tych samych zakładach była mała koparka przedsiębierna o pojemności łyżki 0,25 m³, samojezdna, na podwoziu dwuosowym z kołami balonowymi, o napędzie spalinowo-elektrycznym. Produkcja tej koparki oparta jest wyłącznie na polskiej dokumentacji, co dowodzi, że nasza myśl konstrukcyjna nie pozostaje w tyle za produkcją ciężkich maszyn budowlanych. Jest to szybka i zwrotna koparka, w ciągu jednej minuty wykonuje cztery cykle produkcyjne. W niedalekiej przyszłości koparka ta będzie produkowana na podwoziu gąsienicowym.

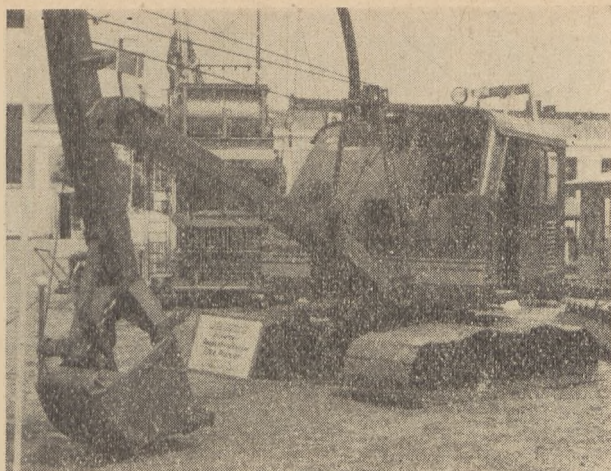
W stoisku Chińskiej Republiki Ludowej wystawiona jest koparka przedsiębierna (rys. 2) o pojemności łyżki 1 m³. Produkcja jej oparta jest na dokumentacji radzieckiej koparki E-1003. Przemysł budowlano-maszynowy Chińskiej Republiki Ludowej dokonał w ostatnim roku wielkiego skoku, jeżeli się weźmie pod uwagę, że jeszcze kilka lat temu przemysł ten stawiał pierwsze kroki.

Wiele maszyn do robót ziemnych zaprezentowały stoiska firm zachodnio-niemieckich. Firma „Orenstein — Köppel und Lübecker Maschinenbau A. G.” wystawiła dwie koparki. Jedną to małą koparkę uniwersalną, pokazaną z osprzętem liniowo-zbierakowym (rys. 3), o pojemności zbieraka 0,3 m³ (typ L-051), z silnikiem napędowym o mocy 25 KM. Zaletą tej koparki jest jej mały ciężar, wynoszący zaledwie 6,95 t, co ogromnie ułatwia transport koparki na budowy szczególnie przy niezadowalającym stanie dróg dojazdowych.

Pierwsza z tych koparek (typ L-051) przy gąsienicach poszerzonych z 400 mm do 750 mm daje mniejszy nacisk jednostkowy na grunt, mianowicie zamiast 0,42 kG/cm² — 0,23 kG/cm², przy zwiększonej wadze koparki tylko 8,65 t.



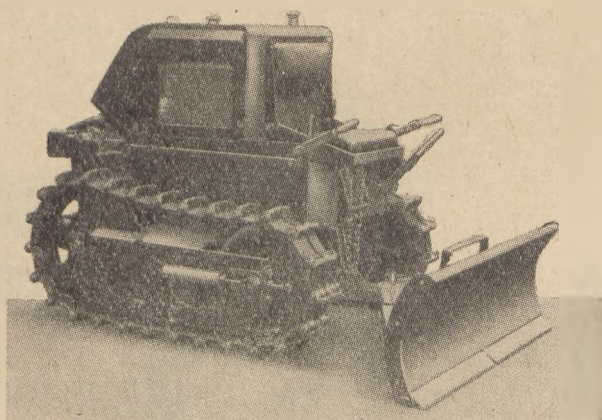
Rys. 4. Łyżka przedsiębierna o pojemności 0,7 m³ koparki typu „L-294” oraz wywrotka do transportu ziemi, produkcji zachodnio-niemieckiej



Rys. 5. Zachodnio-niemiecka koparka podsiębierna, o pojemności łyżki 0,25 m³, na szerokich gąsienicach

Druga koparka uniwersalna (typ L-251) pokazana z osprzętem przedsiębiernym, o pojemności łyżki 0,7 m³ (rys. 4), wyposażona jest w silnik napędowy o mocy 55 KM. Koparka ta waży 20,5 t.

Te same koparki produkowane są również na szerszych gąsienicach, w celu zmniejszenia nacisku jednostkowego maszyny na grunt.



Rys. 6. Mała spycharka produkcji angielskiej

Firma „Orenstein — Koppel und Lübecker Maschinenbau A. G.” produkuje obok koparek jednoczerpakowych szeroki asortyment innych maszyn budowlanych, jak specjalne wywrotki do transportu mas ziemnych, z których jedna znajdowała się w stoisku (patrz zdjęcie rys. 4), oraz równiarki, koparki wieloczerpakowe, wywrotki wąskotorowe, lokomotywy wąskotorowe, itp. Niestety eksponatów tych maszyn nie wystawiono na tegorocznych MTP.

Inna zachodnio-niemiecka firma „Wesserhütte Bad-Oeynhausien” wystawiła uniwersalną koparkę na podwoziu gąsienicowym typu



Rys. 7. Specjalna koparka do kopania rowków drenarskich i spycharka, produkcji angielskiej przy pracy w zespole



Rys. 8. Angielska koparka do kopania rowów

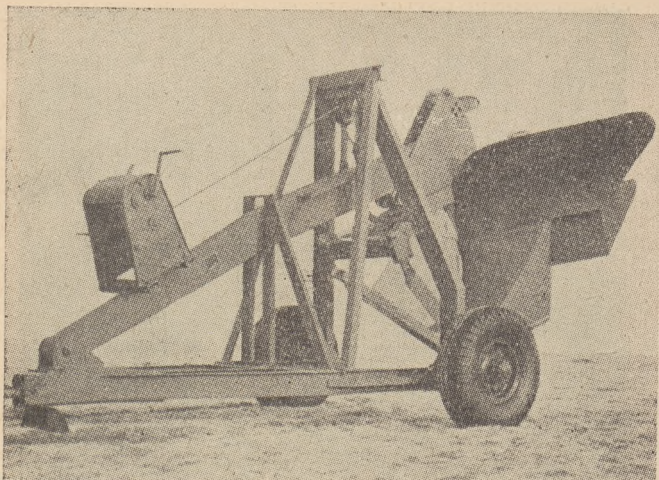
„Pionier” (rys. 5), z osprzętem podsiębiernym, o pojemności łyżki 0,25 m³. Szerokość gąsienic wynosi 760 mm, nacisk jednostkowy na grunt maszyny 0,30 kG/cm², cała koparka waży około 7 t. Jest ona przeznaczona do robót na torfowiskach.

Angielska firma „Aveling-Barfold” wystawiła małą spycharkę o mocy efektywnej 9 KM i wadze około 1,8 t (rys. 6). Spycharka ta, jak również maszyna do kopania rowków drenarskich, wodociagowych itp., wystawione przez tę samą firmę mogą mieć duże zastosowanie do robót melioracyjnych (rys. 7). Obie wyżej opisane maszyny pracują zwykle w jednym zespole, wykonując prawie wszystkie roboty ziemne, związane z budową ciągu drenarskiego.

Firma „Barford” wystawiła maszynę do czyszczenia i kopania rowów, o niewielkich głębokościach typu „Lincol” (rys. 8), samojedną, o podwoziu gąsienicowym. Prawdopodobnie znajdzie ona zastosowanie i w naszych robotach przy konserwacji i wykonawstwie rowów. Zaletą jej jest możliwość dowolnej regulacji nachylenia skarp i głębokości wykonywanego rowu, w czasie pracy maszyny ze stanowiska operatora. Ta sama firma pokazała ciekawy przyrząd, służący do oczyszczania i odmulania rowów. Składa się on z ramy, którą podwiesza się do traktora, zakończoną czerpakiem, w rodzaju małej łyżki podsiębiernej (rys. 9). Cały ten osprzęt — to tak można by nazwać ten przyrząd — waży zaledwie około 150 kg, jest konstrukcją nadzwyczaj prostą, łatwą w eksploatacji i wydaje się, że jego łatwość w obsłudze i transpor-



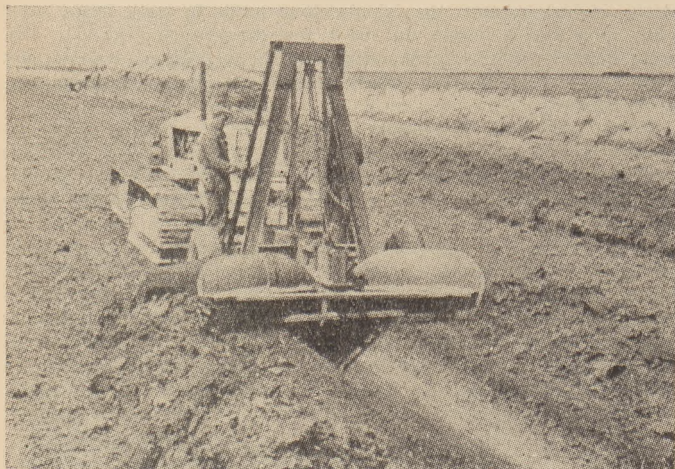
Rys. 9. Osprzęt podsiębierny do oczyszczania rowów, produkcji angielskiej



Rys. 10. Holenderski pług do kopania rowków drenarskich typu „SP-2A”

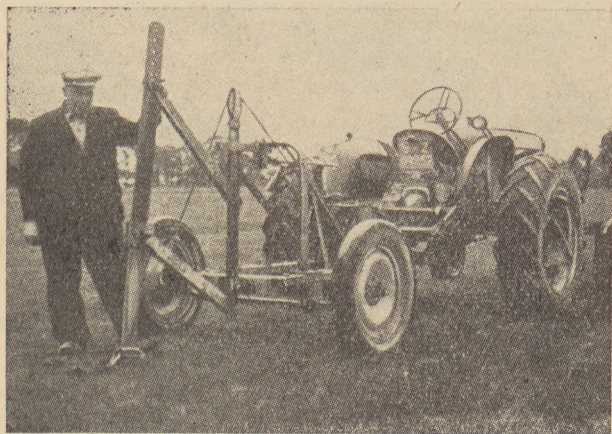
cie są tak poważnymi zaletami, iż należałoby go wypróbować i ewentualnie szerzej zastosować na naszych robotach melioracyjno-konserwacyjnych.

Holenderska firma „Peja Producten N. V.” wystawiła ciekawy pług do wykonywania rowków drenarskich o ściankach prawie pionowych, do głębokości 1,0 m. Tego rodzaju pług typu „Werklust SP-2A” (rys. 10) waży około 2,5 t. W czasie pracy odkłada



Rys. 11. Holenderski pług do kopania rowków odwadniających

on wydobyty grunt na jedną stronę rowka. Ta sama firma produkuje również cztery rodzaje pługów do wykonywania rowków melioracyjnych od 60 cm do 150 cm (rys. 11) oraz pługi do drenowania kreciego, typu „Dekker” (rys. 12), doczepiane do traktora. Potrzebna siła pociągowa dla tego pługa, przy drenowaniu na głębokości 1 metra, kretem o średnicy 7 cm, wynosi 50 KM. W ciągu 1 godziny pracy pług wykonuje od 2500 mb do 4000 mb kanalików krecich. Jak widać z załączonego zdjęcia, konstrukcja tego pługa jest stosunkowo prosta przy porównaniu go z wystawionym polskim plugiem do drenowania kreciego, konstrukcji

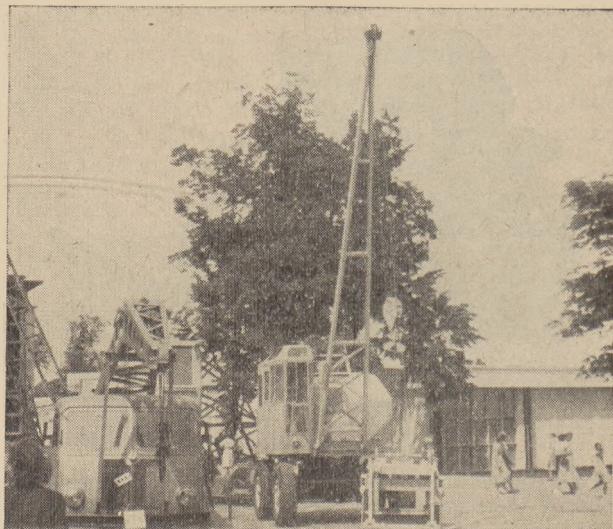


Rys. 12. Holenderski pług do drenowania kreciego



Rys. 13. Polski pług do drenowania kreciego, konstrukcji inż. Kwapiszewskiego (rys. 13). Wymienione holenderskie pługi do kopania rowków melioracyjnych, jak i pług do drenowania kreciego na tegorocznych MTP wystawione nie były.

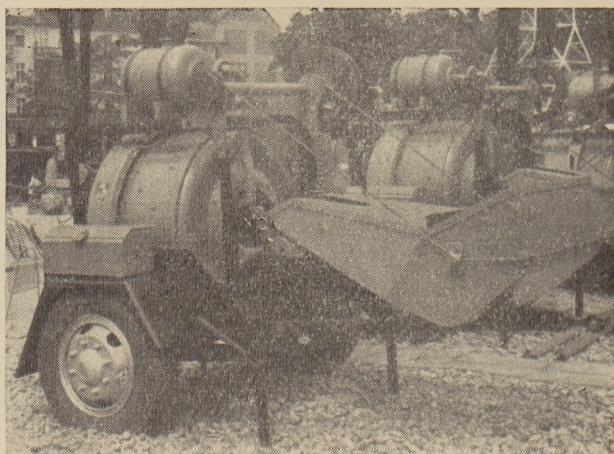
Przechodząc obok maszyn do robót ziemnych wystawionych w polskim stoisku, nie można nie zwrócić uwagi na bogaty asortyment maszyn podnośnych. Samojedźny żuraw typu „Pazd 38” (rys. 14) na podwoziu dwuosowym z kołami balonowymi, otrzymał bardzo przychylną ocenę importerów zagranicznych. Udźwig



Rys. 14. Żuraw samochodowy „Star 20”, oraz samojeźdźny żuraw „Pazd-38”

jego wynosi 3 t, przy wysokości podnoszenia 6,0 m, największą szybkość jazdy 6 km/godz., całkowity ciężar 8,5 t. Na zdjęciu (rys. 14) widoczny jest obok żuraw samochodowy, „Star 20”. Transport pionowy jest bardzo ważnym elementem w budownictwie uprzemysłowionym. Produkujemy różne żurawie wieżowe, najcięższe żurawie Derricki itp.

Nareszcie skończą się zmartwienia z szybkim transportem betoniarek z budowy na budowę. W stoisku polskim widzimy este-

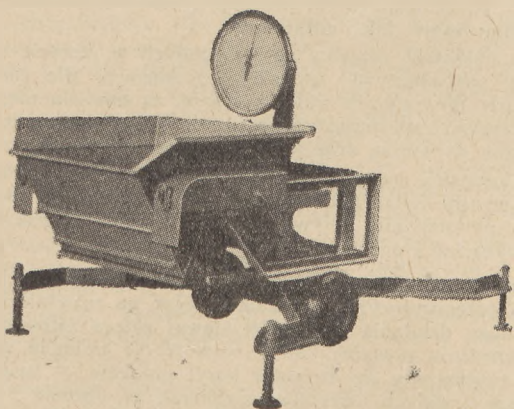


Rys. 15. Betoniarka typu „Zafama 250”



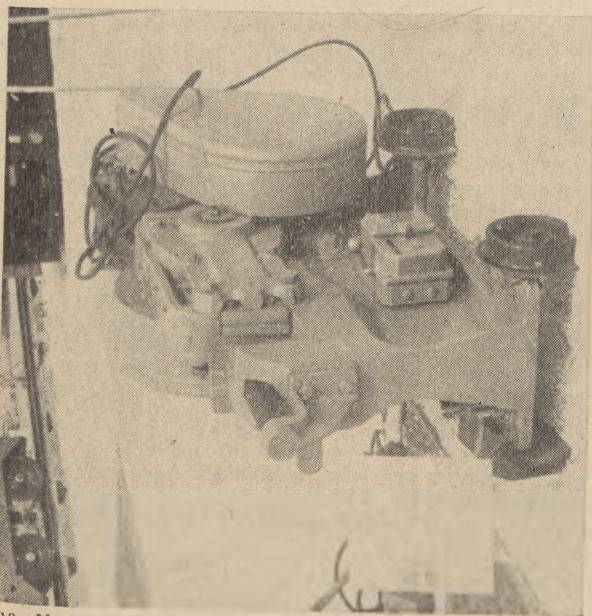
Rys. 16. Betoniarka typu „BS-150”

tycznie wykonaną, znaną już nam, betoniarkę typu „Zafama 250”, o pojemności zasypowej bębna 250 l. na podwoziu jednoosiowym z kołami balonowymi (rys. 15). Betoniarka ta może być wyposażona w silnik elektryczny, jak i spalinowy. Może być ona doczepiona do każdego samochodu, nawet osobowego. Jest to wielkie ułatwienie w pracy, zwłaszcza na małych budowach, których tak dużo występuje w budownictwie wodno-melioracyjnym. Obok widzimy mniejszą betoniarkę, typu „B5-150” (rys. 16),



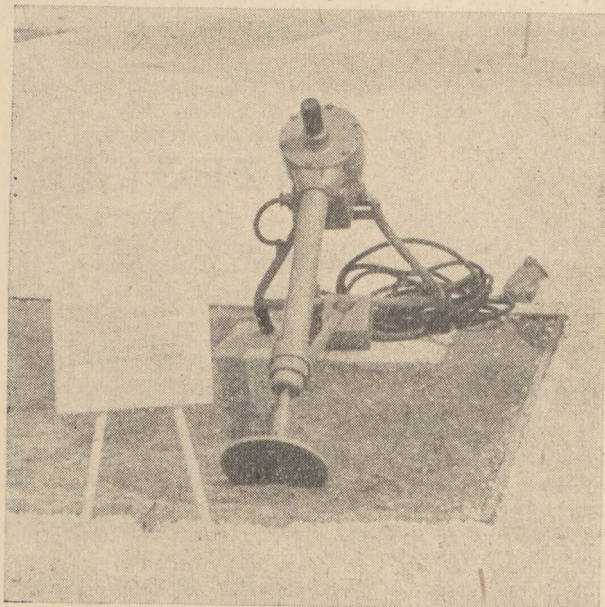
Rys. 17. Odmierzacz wagowy składników betonu produkcji angielskiej

o zasypowej pojemności bębna 150 l., wyposażoną w silnik benzynowy o mocy 3 KM. Całkowity ciężar betoniarki — 950 kg. Angielska firma „Road Machines” wystawiła ciekawe urządzenie, służące do wagowego dozowania składników do betonu (rys.



Rys. 18. Nożyce mechaniczne do cięcia stali budowlanej, typu „681” produkcji czechosłowackiej

17), zmontowane na podwoziu taczkowym z kołami ogumionymi. Po odważeniu składników na jeden zarób, skrzynka zostaje przechylana i zawartość wysypywana do kosza betoniarki. Ciężar całego urządzenia 635 kg, pojemność skrzynki 400 l. W budownictwie wodnym duże wymagania stawiane są dokładności dozowania składników do betonu. Urządzenia takie są u nas mało rozpowszechnione, ze względu na ich skomplikowaną konstrukcję i stosunkowo wysoki koszt. Odmierzacz wagowy wystawiony przez angielską firmę wydaje się być praktycznym i wygodnym w pracy.

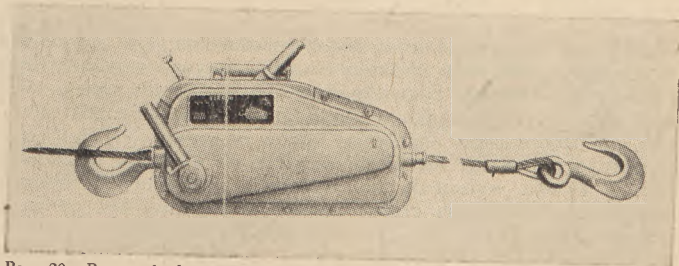


Rys. 19. Ubijak ręczny typu „B-535” produkcji czechosłowackiej

W stoisku czechosłowackim, obok cieszącego się dobrą renomą w świecie ciągnika „Zetor Super”, stosunkowo małego i lekkiego (800 kg), rozwijającego szybkość do 20,5 km/godz., widzimy nożyce mechaniczne typu „681” do cięcia stali budowlanej (rys. 18) i ubijak ręczny typu „B-535” (rys. 19). Przy pomocy tych nożyc można ciąć stal budowlaną o średnicach do $\varnothing 40$ mm. Całkowita waga nożyc mechanicznych 760 kg, napęd elektryczny. Opisany wyżej ubijak ręczny, wyposażony jest w silnik elektryczny o mocy 0,55 KM. Ilość uderzeń na minutę — 560.

Wystawcy węgierscy, obok niewielkiego ciągnika gąsienicowego typu „DT-113” wystawili ciekawy podnośnik o trzech kołach zwany „Rata”. Cechuje go duża zwrotność, podnosi on ciężary o wadze do 800 kg, na wysokość 1,5 m. Może być on stosowany przy robotach przeładunkowych i pomocniczych w warsztatach remontowych sprzętu i maszyn budowlanych.

Firma „Secalt S. A.” (Luxemburg) wystawiła maleńki przyrząd do ręcznego podnoszenia i wciągania zwany „Tirfor” (rys. 20). Jego zaletą jest mała waga — 19 kg, niewielki rozmiar — $0,65 \times 0,35 \times 0,15$ m, duża siła dźwigu — do 3 ton i szybki przesuw — około 3 mb w ciągu jednej minuty, przy pełnym obciążeniu. Przyrząd ten jest bardzo praktyczny i może być przydatny na każdej budowie, szczególnie przy pracach przeładunkowych, jak i przy montażu elementów prefabrykowanych (kręgi betonowe, rury żeliwne, płyty betonowe itp.).



Rys. 20. Przyrząd do ręcznego wciągania i podnoszenia typu „Tirfor” produkcji firmy Secalt S. A. w Luxemburgu

Po drodze zaglądamy jeszcze do polskiego stoiska z maszynami rolniczymi, w celu obejrzenia wystawionych tam maszyn do robót melioracyjnych. Niestety, obok znanej już z poprzednich tar-

gów i wystaw pływającej kosiarki podwodnej i uprzednio już wspomnianego pługa do drenowania kreciego nic nowego nie wystawiono. A i te maszyny, choć minął już rok od poprzednich targów, nie uległy żadnej modyfikacji.

Na zakończenie tego krótkiego sprawozdania można by przytoczyć odpowiedź, którą udzielił jeden z redaktorów zagranicznych David Scott — znany z doskonałej znajomości spraw techniki — naszemu sprawozdawcy z „Trybuny Ludu“, na pytanie, co sądzi o wykończeniu i wyglądzie zewnętrznym naszych maszyn. Dawid Scott odpowiedział: „...te które widziałem na targach, przeznaczone dla eksportu mają bardzo staranne wykończenie, byłem

jednak w ZISPO i tam oglądałem maszyny przeznaczone dla kraju, te mają już dużo gorszą kosmetykę. Sądząc jednak, że to nie jest najważniejsze. Decyduje przede wszystkim konstrukcja samej maszyny i jej budowa. Jeśli więc Polska chce konkurować z innymi znanymi na świecie producentami maszyn, to musi iść szybko z postępem technicznym“. Wypowiedź ta daje nam wiele do myślenia, jest ona szczerą i życzliwą. Musimy się lepiej przyglądać postępowi techniki w innych krajach, uczyć się i stosować najnowocześniejszą technikę w naszych konstrukcjach, tak jak to robią nasi sąsiedzi w Czechosłowacji, NRD i z innych krajów.

Z. D.

PRZEGŁĄD WYDAWNICTW

ROCZNIKI NAUK ROLNICZYCH. Wydawnictwo Polskiej Akademii Nauk. Tom. 71 Seria F. Zeszyt 1.

Instytut Melioracji i Użytków Zielonych publikuje wyniki swych prac naukowo-badawczych w Serii F. Melioracji i Użytków Zielonych Roczników Nauk Rolniczych. Seria ta obejmuje prace z zakresu: przyrodniczych podstaw melioracji (walka z erozją, badania gleboznawcze, kształtowanie klimatu itp.), melioracji wodnych (nawodnienie, odwodnienie, bilans wodny itp., uprawy łąk i pastwisk i pomelioracyjnego ich zagospodarowania, rolniczego wykorzystania torfów, ekonomiki melioracji, urządzeń melioracyjnych, mechanizacji i organizacji robót melioracyjnych, zaopatrzenie wsi w wodę.

Redakcja Roczników grupuje materiały według ważniejszych problemów. Pierwszy zeszyt dotyczy wyłącznie ochrony gleb przed erozją.

Ukazały się już dwa dalsze zeszyty: klimatologiczny oraz melioracyjny, w druku jest zeszyt łąkowy, a w opracowaniu znajdują się zeszyty: melioracyjny, dotyczący wykorzystania zrzutów do nawodnienia zalewowego, notecki, gospodarki pastwiskowej górskiej i inne.

Warunki prenumeraty ogłoszone w Biuletynie IMUZ, miesięcznik „Gospodarka Wodna“ z października 1955 r. oraz z marca 1956 r.

Poniższa recenzja dotyczy pierwszego Zeszytu RNR.

Uboga polska literatura erozyjna wzbogacona została niedawno wydaniem szeregu rozpraw omawiających wyniki badań dotyczących erozji gruntów i walki z nią. Rozprawy te w ilości 12 zebranych zostały w 1 zeszycie serii F 71 tomu Roczników Nauk Rolniczych, serii poświęconej sprawom melioracji i użytków zielonych, wydanej w 1956 r. przez PWR i L w Warszawie.

Sprawa erozji gruntów, ze względu na olbrzymi obszar kraju objęty tym zjawiskiem i na olbrzymie straty, jakie zjawisko to stale choć dość niepostrzeżenie powoduje w rolnictwie, urasta w hierarchii szkód społecznych do spraw pierwszoplanowych. Erozja nie jest zjawiskiem nowym, występuje od dawien dawna, przede wszystkim na glebach pyłowych i drobnoziarnistych piaskach pyłowych, o dużych spadkach w okresach wód wiosennych i pod wpływem opadów.

Nadmierne przesycenie wodą gleby i rozluźnienie jej spójności powoduje pod wpływem ciężkości zsuwy i zmywy warstw gleby ze stoków ku dolinom. Zjawisko to nie było jednak groźne tak długo, dopóki brak rozsądku w gospodarczych poczynaniach człowieka nie spowodował obnażenia stoków z zadrzewień, lub zadrzewnienia, wystawiając niechronioną glebę na niszczące działanie wody. Z chwilą wylesienia lub wyrwania zadrzewnionych zboczy erozja weszła w stadium groźne i walka z nią musi być prowadzona wszędzie, gdzie tylko zjawisko erozji występuje.

Blizsze badanie zjawiska erozji wskazuje na dwa zasadnicze czynniki potęgujące to zjawisko. Są nimi woda i gospodarca działalności człowieka, dlatego też do walki z erozją przystąpić muszą ci, dla których gospodarowanie wodą w zlewni jest zadaniem głównym, jak i ci, którzy pracują w nieprzemyślny sposób lub niewłaściwymi narzędziami na erodowanych terenach.

Obrona przeciwoerozyjna wchodzi więc w zakres działania zarówno inżyniera wodno-melioracyjnego jak i inżyniera agrotechnika i urzędnika, a na to, by obrona ta była skuteczna konieczne jest poznanie istoty zagadnienia jak i dotychczasowych prób i wyników obrony.

Wydane przez Instytut Melioracji i Użytków Zielonych wyniki badań Działu Gospodarki Wodnej i Użytków Zielonych IUNG z lat 1950—1953, w omawianym 1 zeszycie, serii F, t. 71, Roczników Nauk Rolniczych powinny ułatwić takie zadanie zarówno meliorantowi jak i rolnikowi.

Chociaż większość rozpraw zgromadzonych w zeszycie nie daje jeszcze meliorantowi wyraźnych wskazówek dla rozwiązań technicznych, dotyczących walki z erozją, są one dla niego cennym materiałem zapoznającym go przede wszystkim z istotą zjawiska i jego dynamiką oraz próbami przeciwdziałania.

Do tej kategorii rozpraw należą artykuły doc. A. Reniger, podające wyniki badań nad spływem gleb na terenach lessowych, przyczyny powstawania spływu, wskazania jakie zbocza lessowe należy wykluczać z uprawy.

Opisując typowe zlewnie erodowane wskazuje doc. A. Reniger, że obrona przeciwoerozyjna powinna polegać na rozwinięciu przeciwoerozyjnego działania na całości zlewni zaleca zalesienia zboczy o nachyleniu powyżej 30%, wawozów i załamów spadków przy ich zwiększaniu się, brzegów koryt potoków — zwiększeniu powierzchni trwałych użytków zielonych w obrębie terenów uprawnych — prowadzenie dróg po małych spadkach.

Dr. K. Figuła przedstawia zjawiska erozji zachodzące na terenie kilku powiatów woj. krakowskiego dając wskazania dla agrotechnicznego i melioracyjnego przeciwdziałania, polegające m. in. na zabezpieczeniu przed zmianami poziomu żłociów polnych jako podstawy erozyjnej.

Doc. S. Ziemiński opisuje projekt ochrony przed erozją w Werbkowicach na powierzchni 150 ha, sposobem rozpraszania powierzchniowego spływu. Sposób ten polega na zmianie układu pól nawiązanego do rzeźby terenu i jakości gleby, umożliwiającego uprawę w poprzek spadów oraz wprowadzenie znacznej ilości zadarnionych pasów buforowych i zadrzewień śródpolnych, jako przeszkód dla powierzchniowego spływu. Projekt przewiduje zadrzewienia na wyerodowanych grzbiętach, zapadliskach terenowych oraz parowach, powstałych głównie wskutek prowadzenia dróg po dużych spadkach. Opisuje doświadczenia z zabiegami przeciwoerozyjnymi w Sławinie, podaje zależność między siłą unoszenia a spadkiem i długością zboczy, wkraczając tutaj w sferę rozważań technicznych. Kilkuletnie spostrzeżenia zabiegów przeciwoerozyjnych w Sławinie, mających na celu m. in. możliwość zmniejszenia siły unoszenia przez zmniejszenie spadów i długości zboczy i umocnienie miejsc specjalnie zagrożonych trwałą roślinnością trawiastą, dały możliwość sprecyzowania szeregu (13) wniosków o dużych wartościach praktycznych.

Mgr S. Rogiński i mgr W. Roguski omawiają zabiegi przeciwoerozyjne wykonane w Minikowie, polegające na trwałych zmianach sposobu użytkowania gruntów i przekształceniu konfiguracji terenu oraz jednorazowych zabiegach agrotechnicznych.

Omawianiem agrotechnicznych zabiegów zajmuje się szereg dalszych rozpraw. W szczególności rozważaniami dotyczącymi teorii pracy narzędzi rolniczych, wpływem różnych kierunków orki na konfigurację tego samego pola, w związku z czym koniecznością

planowania układu pól w terenie falistym zajmując się prof. Z. Martini.

O wpływie pracy narzędzi na przemieszczenie cząstek gleby, o szybkości orki, orce pługiem jednostronnie działającym wzdłuż spadku, orce pługiem obracalnym pisze mgr. Czyżyk. Prof. R. Hlibowicki opisuje zmiany zaszły na powierzchni gleb ornych, podając ubytki i przyrosty przemieszczania mas ziemnych na skutek erozji wodnej i upraw oraz wysuwa potrzebę wprowadzenia do polskiego ustawodawstwa rozporządzeń, które by umożliwiały walkę z erozją gleb.

Mgr J. Bury-Zaleska i inni zajmują się problematyką badań i wstępnymi pracami badawczymi rolniczo-melioracyjnymi na polach przeciwoerozyjnych, omawianego przez Ziemińskiego Zakładu Doświadczalnego w Werbkowicach. Technika i organizacja pól wstęgowych, dobór roślin do płodozmianów przeciwoerozyjnych na glebach lessowych, określenie krytycznych nachyleń dla upraw polowych, dynamika wilgotności pod różnymi roślinami i nawożenie gleb są treścią powyższej rozprawy.

Prof. B. Dobrzański i mgr B. Zbysław omawiają wpływ erozji na ewolucję czarnoziem. Spowodowaną zmyciem po usunięciu lasu ze zboczy. Prof. S. Zubrzycki podejmuje próbę matematycznego ujęcia oceny zagrożenia terenu przez erozję spowodowanego urzeźbieniem terenu. Autor ustala wzór zależny od trzech parametrów, mierzonych na mapie, który może zastąpić szacunkowy sposób oceny.

Przedstawiona treść zeszytu, jak to już powiedziano wyżej, wprowadza zarówno melioranta, jak i rolnika w meritum zagadnienia. Uważne więc jej przestudiowanie jest konieczne zarówno dla jednego jak i drugiego, przede wszystkim jednak dla inżyniera wodno-melioracyjnego, dla którego zjawisko erozji nie było przedmiotem nauki podczas studiów, a do zadań którego należy rozpoznanie zjawiska, co jest warunkiem prawidłowego rozwiązania zagadnienia melioracyjnego na terenach erodowanych.

Jak dalece zaś nieuwzględnienie zjawisk erozji, tam, gdzie ono zachodzi, odbija się na rozwiązaniu projektu melioracyjnego, świadczy wykonana regulacja części rzeki Opatówki i melioracja jej doliny, będąca m.in. tematem kurso-konferencji erozyjnej, zorganizowanej przez IMUZ w Sandomierzu, w czerwcu br.

Stwierdzone na miejscu przez uczestników konferencji wyniki wykonanej regulacji, z jednej strony pogłębianie się koryta rzeki, z drugiej — jej zamulanie, jak również zamulanie rowów melioracyjnych, erodowanym ze zboczy materiałem, wskazują na konieczność uwzględnienia czynnika erozji w projektach melioracyjnych.

Zauważone poza tym, w czasie konferencji inne skutki erozji w terenie będą niewątpliwie dla inżynierów melioracji zachętą do bliższego zapoznania się z tym nowym zagadnieniem melioracyjnym, czemu omawiany zeszyt erozyjny odda duże usługi.

Inż. Jerzy Rembowski

F. D. Dmitriew — *Katastrofy budowli*, tłum. J. Skrzekot, wyd. Budownictwo i Architektura, Warszawa, 1956, str. 201, cena 12,50 zł.

Książka Dmitriewa stanowi studium historyczno-techniczne małego na ogół znanych zagadnień katastrof budowli. Przeznaczona jest ona w zasadzie dla inżynierów i techników, projektantów

i wykonawców budowli inżynierskich, jednakże obfity materiał ilustracyjny i prosty język czynią ją również zrozumiałą dla osób o słabszym przygotowaniu technicznym. Można ją również zalecić jako literaturę uzupełniającą dla studentów wydziałów budowlanych. Autor przedstawia w książce opisy szeregu katastrof budowli inżynierskich, w tym kilkunastu obiektów wodnych, wyciąga wnioski dotyczące przyczyn poszczególnych katastrof oraz wnioski uogólniające, wskazujące typowe źródła katastrof.

Pierwszą część pracy stanowi analiza katastrof 21 mostów. W części drugiej umieszczono analizę katastrof następujących budowli wodnych: nadbrzeże portowe w Trieście, zapory South Fork, Walnut Grove, Bouzey, Austin (Teksas), Austin Pensylwania, Stony River, Gleno, San Francis, Sella Zerbino oraz tunel pod rzeką Hudson. W części trzeciej zawarty jest opis 16 katastrof budowli naziemnych. Z obiektów związanych z budownictwem wodnym umieszczone zostały tu katastrofy: wieży ciśnieniowej w Fejehjwn (?), zbiorników wodociagowych w Madrycie i wieży ciśnieniowej w Hardford.

Przebieg poszczególnych katastrof został przeanalizowany w sposób wnikliwy, co pozwoliło autorowi wyciągnąć wnioski dotyczące przyczyn katastrof i sposobu ich uniknięcia. Nie ustrzegło to jednak autora od pewnych braków, jak nieuwzględnienie w ustępie dotyczącym zapory Austin na Colorado (str. 115—117) powtórnego uszkodzenia zapory. Katastrofa ta, która miała miejsce w 1935 r., spowodowana została niewłaściwie przeprowadzoną obudową zapory po pierwszym zniszczeniu (por. „Gospodarka Wodna” Nr 5/56, str. 204). Nasuwa się przypuszczenie, że autor nie wykorzystał wszystkich dostępnych źródeł (ponowne zniszczenie zapory Austin jest opisane m. in. w pierwszym wydaniu książki Griszina „Gidrotechničeskie Sooruzienija”).

Ostatnie dwa rozdziały książki poświęcone są uogólniającym wnioskom, dotyczącym technicznych i ekonomicznych przyczyn katastrof budowli. Autor rozróżnia następujące techniczne przyczyny: utrata stateczności konstrukcji, wadliwe posadowienie, wady wykonawstwa robót. Jako główną przyczyną ekonomiczną wysuwana jest dążność do minimalnych kosztów, a więc zwiększenie zysków przedsiębiorstwa prowadzącego lub inwestującego budowę. Na marginesie analizy przyczyn socjalno-ekonomicznych, autor zwraca uwagę na konieczność właściwego funkcjonowania aparatu nadzoru budowlanego oraz na kwestię odpowiedzialności prawnej, która w wielu krajach nie jest właściwie uregulowana.

Pomimo to, że przykłady z dziedziny budownictwa wodnego obejmują tylko część książki, uważam, że stanowić może ona cenną pomoc dla projektantów i wykonawców budowli hydrotechnicznych.

Na zakończenie podkreślić należy małą staranność wydawnictwa w opracowaniu tłumaczenia. Dotyczy to w szczególności nazw obiektów, które w wielu przypadkach zostały wprost transliterowane z oryginału rosyjskiego, tracąc zarówno swoją pisownię oryginalną jak i fonetyczną. Jako przykład można wymienić nazwy zapór Stony River czy Walnut Grove, które zostały przekręcone na Stovni River i Welnot Grove, jak również cytowaną wyżej pisownię miejscowości „Fejehjwn”, nie odpowiadającą zasadom pisowni angielskiej.

Inż. Krzysztof Fiedler

KRONIKA

KONFERENCJA NAUKOWO-TECHNICZNA NA TEMAT POMIARÓW ODKSZTAŁCEŃ WODNYCH I LĄDOWYCH BUDOWLI INŻYNIERSKICH

W dniach 16—18 grudnia 1955 r. odbyła się w Krakowie XI Konferencja Naukowo-Techniczna Stowarzyszenia Geodetów Polskich, poświęcona zagadnieniom pomiarów odkształceń w budownictwie. Program konferencji obejmował następujące referaty:

„Zagadnienia mechaniki gruntów w zastosowaniu do inżynierskich pomiarów geodezyjnych”, wygłoszony przez prof. Z. Wiłuna, „Zastosowanie pomiarów odkształceń w badaniach konstrukcji budowlanych”, prof. B. Mayzela, „Zastosowanie pomiarów odkształceń w budownictwie wodnym”, doc. Z. Mikuckiego,

„Pomiary odkształceń” prof. T. Lazzariniego.

W ostatnim dniu konferencji odbyła się wycieczka do huty im. Lenina, dla zapoznania się uczestników konferencji z metodami pomiarów odkształceń obiektów przemysłowych.

W obradach brali udział przedstawiciele wszystkich zainteresowanych dziedzin, a więc geodeci, gruntoznawcy, hydrotechnicy i lądowcy.

W ramach niniejszego sprawozdania omówię tylko zagadnienia związane z budownictwem wodnym, będące przedmiotem obrad konferencji.

Doc. Z. Mikucki omówił w swoim referacie wymagania stawiane pomiarom odkształceń budowli wodnych, w szczególności zapór. Poważne niebezpieczeństwo, jakie stanowią dla życia ludzkiego oraz gospodarki narodowej budowle piętrzące w chwili katastrofy, zmusza do przeprowadzenia regularnych pomiarów kontrolnych. Pomiary te umożliwiają ocenę stateczności i stopnia

bezpieczeństwa budowli w danej chwili. Pomiarów kontrolne odkształceń powinny być możliwie precyzyjne, gdyż spotykane odkształcenia zapór nie przekraczają na ogół kilkunastu milimetrów, a w większości przypadków mieszczą się w granicach kilku milimetrów i mniej. Okoliczność ta wymaga uzyskania przy pomiarach odkształceń poziomych dokładności rzędu 0,3 mm, odkształceń pionowych (niwelacji) — rzędu 0,1 mm, przy pomiarze kątów — poniżej 0,5".

Podstawowym pomiarem kontrolnym, wymagającym jednakże dużo czasu, zarówno na jego przeprowadzenie, jak i obliczenia, jest pomiar triangulacyjny (trygonometryczny), przeprowadzany w oparciu o odpowiednio założoną sieć punktów stałych od strony dolnej wody. Pomiar ten powinien być wykonywany przynajmniej raz w roku, a dla zapór wyższych częściej. Ponadto należy wykonywać pomiary niwelacyjne (niwelacja precyzyjna) w mniejszych odstępach czasu oraz pomiary metodą uszeregowania (tyczenia) punktów. Metoda uszeregowania punktów polega na pomiarze wychyleń punktów położonych w koronie zapory, z płaszczyzny wyznaczonej przez płaszczyznę obrotu osi lunety, ustawionej w kierunku wyznaczonym przez punkty stałe, znajdujące się na brzegach doliny w przedłużeniu osi zapory, pomiar ten może być wykonany w bardzo krótkim czasie, a przy zastosowaniu precyzyjnych, centrowanych automatycznie tarcz celowych osiąga dokładność poniżej 0,5 mm, zależną od długości zapory. Wadą jego jest niemożność uchwycenia ruchów wzdłuż osi zapory. Pomiar metodą uszeregowania punktów powinien być wykonywany co miesiąc, a w przypadku nagłych wahań zwierciadła wody w zbiorniku, częściej.

Następnie referent omówił inne, niegeodezyjne metody pomiarów budowli piętrzących, jak pomiary naprężeń, przesunięć wzajemnych poszczególnych części budowli przy pomocy dylatometrów itp., zwracając szczególną uwagę na dobre wyniki uzyskiwane za pomocą wahadeł pomiarowych. Konieczne jest jak najszybsze wyposażenie naszych zapór, w szczególności zapory różnowiskiej, w wahadła.

Prof. Lazzarini przedstawił stosowane obecnie metody geodezyjnych pomiarów odkształceń, wyciągając wnioski dotyczące przeprowadzania okresowych, trygonometrycznych pomiarów przesunięć poziomych dla większych budowli, w szczególności zapór wodnych. Sieć pomiarowa dla takich obiektów powinna się składać z następujących punktów: 1) punkty celowe na badanym obiekcie, 2) stanowiska instrumentu związane wzajemnie dwustronnymi celowymi, nawiązane krótkimi, jednostronnymi celowymi do punktów nawiązujących oraz długimi celowymi do punktów orientujących, 3) bliskie punkty nawiązujące dla kontroli stałości stanowisk, 4) punkty orientujące (odległe) dla zorientowania celowych przy pomiarze kątów.

Najpraktyczniejszą metodą przeprowadzania obliczeń przesunięć poziomych jest metoda graficzna Łanga, podczas gdy dla kontroli stałości stanowisk i wyznaczenia ich ewentualnych przesunięć stosować należy metodę analityczną. Osiagalna w naszych warunkach dokładność pomiaru kątów wynosi 0,6" (w Szwajcarii dochodzi do 0,3"), a pomiar przesunięć poziomych osiąga u nas dokładność 0,5 — 0,8 mm. Pomiar wysokościowy przy pomocy niwelacji precyzyjnej osiąga dokładność 0,1 — 0,5 mm, przy długości celowych do 35 mm.

Referent zwrócił również uwagę na konieczność właściwego doboru punktów nawiązujących oraz reperów, które powinny być umieszczone w miejscach i w sposób uniemożliwiający ich przesunięcie. Na zakończenie referent poruszył zagadnienie stosowania do pomiarów odkształceń metod niegeodezyjnych. Pomiarów takich nie pozwalają na wyznaczenie bezwzględnych wielkości przesunięć, stanowią jednakże cenne uzupełnienie pomiarów geodezyjnych oraz mogą być przeprowadzane w sposób ciągły przez obsługę zapory. Do metod tych zaliczyć należy pomiary względnych przesunięć przy pomocy tensometrów i dylatometrów, pomiary zmian nachylenia za pomocą klinometrów (czułych libel) oraz pomiary wahadłowe. Ostatni rodzaj pomiarów wykazuje dokładność do 0,05 mm w wyznaczeniu względnych przesunięć poziomych. Brak urządzeń wahadłowych w polskich zaporach należy jak najszybciej usunąć.

W dyskusji poruszono następujące zagadnienia związane z budownictwem wodnym.

Inż. Ślęzak podkreślił konieczność współpracy geodety, hydrotechnika i geotechnika w ustalaniu programu i zakresu prac pomiarowych przy obserwacji odkształceń budowli wodnych oraz omówił metody pomiarów w niektórych przypadkach budownictwa hydrotechnicznego np: obserwacje odprężenia i osiadania podłoża pod budowlą przy pomocy reperów głębinowych, obserwacje

osiadania zapór ziemnych przy pomocy reperów płytowych, wreszcie pomiary odkształceń spustów dennych zapór ziemnych.

Inż. Zgierski zasygnalizował konieczność ustalenia rozmieszczenia punktów pomiarowych i kontrolnych już w projekcie zapory, przy uwzględnieniu istniejących warunków geo- i hydrogeologicznych. Równoległe do pomiarów odkształceń należy przeprowadzać pomiary naprężeń, wyporu, filtracji itp., przy czym odpowiednie urządzenia pomiarowe powinny być przewidziane w projekcie.

Bardzo ciekawy komunikat wygłosił prof. Cermak z Bratysławy. Omówił on organizację pomiarów odkształceń budowli wodnych w Czechosłowacji, które przeprowadzane są przez instytuty naukowe budownictwa wodnego łącznie z innymi pomiarami, np. wyporu itp. Szeroko stosowane są w CSR pomiary wahadłowe za pomocą wahadeł własnej produkcji typu „Metra“. Wahadła te mają konstrukcję znacznie prostszą od szwajcarskich, co powoduje nieznaczne utrudnienie czynności pomiarowych. Stosowane są również wahadła podwójne, o drucie zakotwionym w podłożu zapory i przeciągniętym przez blok w koronie. Wahadła podwójne pozwalają na pomiar nie tylko przechyłu zapory, lecz również na pomiar przesunięć poziomych względem podłoża. Obserwacje wahadłowe wykonywane są w sposób ciągły, podobnie jak pomiary przy pomocy przenośnych klinometrów, ustawianych na szlifowanych płytkach oraz pomiary przy pomocy dylatometrów.

Bardzo dobre wyniki osiągnięto przy pomiarach osiadania zapór ziemnych, stosując „konsolidometry“ (ulepszone niwelatory wodne, których jedna część znajduje się w badanym punkcie korpusu zapory, a rurka obserwacyjna — na zewnątrz od strony dolnej wody. Pomiary przy pomocy reperów płytowych nie dają zdaniem prof. Cermaka dostatecznie pewnych wyników i są bardzo kłopotliwe.

Prof. Lazzarini przedstawił w dyskusji dodatkowe uwagi dotyczące pomiarów odkształceń obiektów hydrotechnicznych. Wpływ wahań temperatury na odkształcenia zapór przekracza niejednokrotnie wpływ parcia wody, co należy brać pod uwagę przy wyciąganiu wniosków z pomiarów. Projekt sieci punktów stałych i pomiarowych powinien być sporządzony przez geodetów, przy ścisłej współpracy z geologami, gruntoznawcami i hydrotechnikami. Należy przyjąć następujące wytyczne przeprowadzania pomiarów odkształceń dla zapór wodnych: pomiary trygonometryczne dwa razy w roku, pomiary niwelacyjne i tyczenie wzdłuż osi zapory — raz w miesiącu, obserwacje wahadeł stałe. Pomiary geodezyjne powinien przeprowadzać geodeta, przy ścisłej współpracy z hydrotechnikem. Ścisła współpraca obowiązuje również przy opracowywaniu wyników i wyciąganiu wniosków.

Inż. Rybczyński zwrócił uwagę na konieczność ustalenia maksymalnego czasu wykonywania pomiaru, dla wyeliminowania wpływu ruchu budowli w czasie jego wykorzystania. Ponadto należy prowadzić próby wykorzystania do badania budowli wodnych izotopów promieniotwórczych.

Konferencja uznała za konieczne powołanie międzybranżowej komisji centralnej z oddziałami terytorialnymi, dla ustalenia kryteriów dokładności, zasad przeprowadzania i częstotliwości przeprowadzania pomiarów odkształceń dla różnych obiektów budowlanych. Ponadto uchwalono wniosek o konieczności dalszego rozwoju niegeodezyjnych metod pomiarowych, a w szczególności zaopatrzenie polskich zapór w urządzenia wahadłowe. Uznano również konieczność rozszerzenia współpracy z innymi krajami w dziedzinie pomiarów odkształceń budowli piętrzących.

Inż. Krzysztof Fiedler

XXX ZJAZD JUBILEUSZOWY NAUKOWO-TECHNICZNY POLSKICH INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW SANITARNYCH, OGRZEWNICTWA I GAZOWNICTWA

W dniu 4 — 6 czerwca 1956 r. odbył się w Sopocie XXX Jubileuszowy Zjazd Naukowo-Techniczny Polskich Inżynierów i Techników Sanitarnych, Ogrzewnictwa i Gazownictwa, który zgromadził około 800 uczestników jednego z najstarszych stowarzyszeń NOT.

Obrady Zjazdu były podzielone na obrady plenarne i sekcyjne, przy tym te ostatnie odbywały się równoległe w różnych salach i dotyczyły zagadnień: 1) wodociągów i kanalizacji oraz techniki sanitarnej, 2) ogrzewnictwa i 3) gazownictwa. Na plenum i w sekcjach wygłoszono następujące referaty:

Inż. Henryk Janczewski — Zagadnienie budownictwa miejskich urządzeń podziemnych w Polsce w latach 1956—1960.

Inż. Emil Winter — Niektóre problemy przy realizacji wielkich inwestycji w zakresie wodociągów.

Prof. Zygmunt Rudolf — Sanitarny pogląd na nowe kierunki budownictwa mieszkaniowego.

Prof. Eugeniusz Zaczynski — Problem ekonomicznej efektywności wodociągowej i kanalizacyjnej.

Inż. Władysław Ostrowski — Typizacja zakładów łazienkowo-kuchennych.

Inż. Jerzy Kłossowski — Problemy wodociągów, kanalizacji i oczyszczania ścieków za granicą.

Inż. Stef Krieger — Normalizacja w technice sanitarnej.

Inż. Wacław Popielski, inż. Leopold Nawara — Zwalczanie korozji rurociągu w Polsce.

Inż. M. Malicki i inż. W. Wasilkowski — Wybrane zagadnienie ekonomiczne ogrzewań centralnych.

Inż. Ryszard Gerlachowski — Ogrzewanie płaszczyzn w budynkach mieszkalnych przy pomocy użycia powietrza jako nośnika ciepła.

Na tle tych referatów rozwinęła się ożywiona dyskusja, w której zabrało głos kilkudziesięciu mówców. Dyskusja poruszyła najistotniejsze bolączki życia technicznego i gospodarczego w zakresie wodociągów, kanalizacji, oczyszczania wody i ścieków, ogrzewnictwa i gazownictwa.

Wszystkich mówców charakteryzowała troska o stan obecny i o przyszłość inwestycji komunalnych w myśl hasła: „Budujemy więcej, lepiej i szybciej”.

Do najistotniejszych zagadnień, jakie poruszono w referatach i dyskusji, należy:

Budownictwo podziemne

Wobec dynamicznego rozwoju miast polskich w ostatnim dziesięcioleciu, budownictwo podziemne nabrało dużego znaczenia, jednakże w planie sześcioletnim inwestycje z tego zakresu zostały wykonane zaledwie w 79%, w tym, w resorcie gospodarki komunalnej wodociągi w 72%, w kanalizacji w 58%, pomimo równoczesnego wzrostu ogólnego sieci wodociągowych i kanalizacyjnych oraz ilości wody dostarczanej mieszkańcom miast. Równocześnie nastąpiło pogorszenie stanu zanieczyszczenia wód powierzchniowych, na skutek wzrostu ilości samych ścieków, obok niedostatecznego rozwoju ich oczyszczania.

Plan 5-letni przewiduje poważny, więcej niż dwukrotny wzrost nakładów inwestycyjnych w stosunku do planu 6-letniego, a w niektórych dziedzinach nawet 3-krotny (remonty kapitalne), jednakże w stosunku do planu perspektywicznego, opracowanego przez Komitet Gospodarki Wodnej PAN, stanowi to zaledwie 20%. Mimo to wykonanie nawet tych 20% nastręczy bardzo poważne trudności.

Zachodzi konieczność lepszej koordynacji budownictwa podziemnego, aby uniknąć zbędnego i wielokrotnego rozkopywania ulic i wynikającego stąd marnotrawstwa, jak również lepszej koordynacji w zakresie programowania, projektowania i wykonawstwa urządzeń podziemnych z planami budowy ulic.

Wobec braku koordynacji pomiędzy działalnością MGK a resortami przemysłowymi, należy poprzeć utworzenie Centralnego Urzędu Gospodarki Wodnej.

Wobec opóźnienia prac badawczych i normatywów w zakresie urządzeń inżynierskich, należy, aby Instytut Urbanistyki i Architektury opracował normatywy dotyczące programowania sieci i urządzeń podziemnych, Instytut Gospodarki Komunalnej powiązał plan pracy z planem perspektywicznym gospodarki wodnej i opracował kompleksowy program badań nad zanieczyszczeniem wód, a Instytut Techniki Budownictwa przeprowadził badania w zakresie wprowadzenia do budowy materiałów, jak rury z plastików, rury wirowane, z betonu sprężonego, szklane, azbesto-cementowe i inne.

Wobec niedostatecznej koordynacji prac biur projektowych należy przenieść projektowanie z Ministerstwa Budownictwa Miast i Osiedli do Ministerstwa Gospodarki Komunalnej, utworzyć biuro kompleksowe urządzeń podziemnych. Budownictwo naziemne i podziemne musi z reguły wyprzedzać budownictwo kubaturowe. W dziedzinie postępu technicznego należy wprowadzić jak największe sprefabrykowanie kolektorów kanalizacyjnych, kanałów dla sieci ciepłej i ich uzbrojenia, a przy budowie wodociągu i sieci ciepłej szerzej uwzględnić materiały zastępcze. Należy szerzej uwzględnić ujęcie wód pod rzekami, przez co uzyska się poważną oszczędność na oczyszczaniu wody, wprowadzić do budowy sieci podziemnej system tunelowy, a obudowę z cegły zastąpić prefabrykatami. Wprowadzić do budowy kolektory zbiorcze, jako takie. Rozszerzyć asortyment projektów typowych i wzorcowych dla wodociągów, kanalizacji i gazownictwa. Należy dążyć do urealnienia kosztorysów na budowie podziemne. Wzmocnić należy nadzór autorski i uprościć procedurę zatwierdzania projektów.

W zakresie wykonawstwa należy przereorganizować przedsiębiorstwa budowy wodociągów i kanalizacji w kierunku przejścia również budownictwa sieci ciepłej i energetycznej oraz podporządkować je MGK. System pracy tych przedsiębiorstw musi uwzględnić przemysłowanie, mechanizację i potokowość. Możliwe to będzie przez zastosowanie postępu technicznego m. in. w dziedzinie obniżania poziomu wód gruntowych przy pomocy filtrów szpilkowych lub małych kompletów wiertniczych, przez sprefabrykowanie we własnym zakresie kształtek dla rurociągów, przez montowanie kanałów przelazowych jajowych z gotowych elementów, przez sprefabrykowanie sieci ciepłej, przez system tunelowy przy przejściach pod torami i pod ulicami, przez mechanizację robót ziemnych, układania rur oraz ich uszczelniania i izolację, przez stosowanie ubijaczek, wibratorów, transporterów, wind, małych koparek i pomp.

Plan 5-letni przewiduje zmechanizowanie wykopów w 60% zasypki w 60%, rozładunku, układania rur i kabli w 50%, transportu w 90%, łączenia i uszczelniania w 30% oraz robót wiertniczych pionowych i poziomych w 100%.

Program ten będzie wymagał zaopatrzenia przedsiębiorstw wykonawczych w odpowiedni sprzęt, rozbudowy jego zaplecza i produkcji części zamiennych oraz przeszkolenia kadr. Należy osiągnąć pełną potokowość przez ścisłe harmonogramy robót. Niemniej ważne jest zagadnienie jakości robót. Należy zorganizować lub usprawnić przyjmowanie robót. Ponadto na każdej budowie powinien być generalny wykonawca, który będzie koordynował wszystkie roboty podziemne. Walka z marnotrawstwem i brakoróbstwem powinna być naczelnym hasłem budownictwa, jak i produkcji materiałów dostarczanych na budowę.

Braki kadrowe są powodem złej organizacji, nieodpowiedniej jakości robót niedotrzymywania terminów itd. Należy powiększyć kadrę absolwentów budownictwa lądowego, wodnego i sanitarnego. Należy z całą stanowczością przestrzegać zasady niekierowania absolwentów wyższych uczelni do biur projektowych, lecz do przedsiębiorstw wykonawczych, które z kolei powinny doszkalać pracowników na poziomie średnim.

Budownictwo wielkich wodociągów

Budownictwo wielkich wodociągów musi bazować na ujęciach wód powierzchniowych, droższych w budowie i eksploatacji od wód podziemnych. Ujęcia wód wglębnych nie są dostatecznie zbudowane i wymagają długotrwałych studiów hydrogeologicznych, które nie są w ogóle prowadzone lub nie są prowadzone planowo i wyczerpująco. Wobec powyższego zachodzi konieczność dokładnego opracowanego programu studiów i badań, zharmonizowanego z wykonaniem wierceń i opartego na obserwacji istniejących otworów wraz z projektem sfinansowania tych badań kompleksowych. Konieczne jest przestrzeganie likwidowania otworów wiertniczych, tak, aby poszczególne horyzonty wód nie mieszały się. Przy projektowaniu ujęć wód powierzchniowych powstaje problem oczyszczania wody, a więc koagulowania, filtrowania i dezynfekowania wody. Brak jest jednak materiałów do koagulacji i dezynfekcji, jak siarczanu glinu i chloru, których produkcja jest nie wystarczająca, brak też miejsca na składowanie. Należy więc:

- 1) sprawą produkcji siarczanu glinu i chloru zainteresować PKPG, gdyż potrzeby MGK w tej dziedzinie są b. duże,
- 2) w projektach zrewidować konieczność zastosowania ujęć wód powierzchniowych, wymagających koagulacji,
- 3) zainteresować PKPG projektem i badaniami nad koagulowaniem wody przy pomocy produktu pochodzącego z odpowiedniej przeróbki żużla kotłowego,

4) sprawą koagulowania i dezynfekowania wody zainteresować wszystkie nowe studia i wycieczki zagraniczne.

Trzecią ważną sprawą jest nie tylko brak rur stalowych i żeliwnych do budowy sieci, ale i rur żelbetowych, które sprowadza się z zagranicy. Wobec tego należy:

- 1) uruchomić produkcję rur i kształtek z materiałów zastępczych, ze specjalnym uwzględnieniem rur żelbetowych azbestocementowych;
- 2) ograniczyć stosowanie rur stalowych i żeliwnych jedynie do przypadków, w których inne materiały nie mogą być stosowane

Również sprawa mechanizacji przy budowie wielkich wodociągów jest źle postawiona. Sprzęt jest przestarzały i różnorodny, bez części zapasowych, nie ma fachowej obsługi, brak baz remontowych, co w wyniku daje b. niskie wskaźniki wykorzystania sprzętu, a koszty budowy b. wysokie.

Ponadto poruszono sprawę prawidłowych kosztorysów, odpowiedniego zagospodarowania planu budowy, terminowego wykonywania robót i należytego rozruchu urządzeń.

Na zakończenie tego działu wysuwa się sprawa korzystania dla celów wodociągowych z wody pochodzącej ze sztucznych zbiorników powierzchniowych. Chodzi o badania i studia dotyczące prognozy, jakości i przydatności wody dla celów wodociągowych, a mianowicie hydrologiczne, hydrobiologiczne, sanitarne, botaniczne, glebowe, geologiczne i leśne na terenie zalewu i zlewni tych zbiorników.

Sprawa ekonomicznej efektywności inwestycji wodociągowych i kanalizacyjnych

Sprawa ekonomicznej efektywności inwestycji wodociągowych i kanalizacyjnych obejmuje 4 działy: studiów i badań wstępnych, projektowania, wykonawstwa i eksploatacji. Działy studiów i badań oraz projektowania były omówione na Krajowej Naradzie Budownictwa, na Zjeździe zaś poruszono sprawy wykonawstwa i eksploatacji. Zły stan inwestycji jest wynikiem zbyt szybkiego wykonawstwa, utrudniającego następnie eksploatację. Należy przyjąć tezę — jakość wykonawstwa przede wszystkim. Do warunków uzyskania ekonomicznej efektywności należy:

- ograniczenie współczynników nierównomierności rozbioru wody z zachowaniem jednak jego ciągłości,
- konserwacja sieci,
- powiązanie gospodarki wodnej z gospodarką ściekową,
- rozwiązania urbanistyczne powinny lepiej uwzględniać sprawy wodociągowe,
- wodociągi i kanalizacje powinny nosić charakter monolityczny,
- dysproporcje między dzielnicami powinny być wyrównane,
- dysproporcje wynikające z uprzywilejowania ZOR powinny być usunięte,
- słuszne z punktu widzenia społecznego taryfy za wodę są za niskie i powodują marnotrawstwo wody,
- należy prowadzić analizę zdolności produkcyjnej urządzeń, obliczając normalną zdolność produkcyjną i efektywną zdolność produkcyjną, których stosunek powinien być nośliwie największy, zwłaszcza dla zapotrzebowania szczytowego.

Drugim miernikiem efektywności jest norma zużycia wody na mieszkańca i dobę. Należy przeprowadzać analizę kosztów własnych. Wyniki będą dobre, o ile będzie zachowana dobra jakość wody.

Problemy wodociągów, kanalizacji i oczyszczania ścieków za granicą

Jednym z poważniejszych zagadnień obecnie dyskutowanych w Polsce jest konieczność stworzenia nowej organizacji w zakresie ogólnej gospodarki wodą. Projekt utworzenia Centralnego Urzędu Gospodarki Wodnej uwzględnia doświadczenia naszych sąsiadów i stara się dostosować do naszych warunków pracy i potrzeb, celowe jednak jest poznanie w podstawowych zarysach zakresu działania podobnych urzędów w Czechosłowacji, NRD, i na Węgrzech, gdzie już istnieją takie urzędy.

Normalizacja

Celem głównym jest zwrócenie uwagi na fakt, że aktualny dorobek normalizacyjny w dziedzinie wodociągów i kanalizacji oraz techniki sanitarnej, ogrzewania i wentylacji nie zaspokaja po-

trzeb. W najbliższych latach trzeba podjąć szczególny wysiłek, aby te braki uzupełnić. Jest to konieczne w celu stworzenia warunków dla postępu technicznego.

Zwalczanie korozji rurociągów

Korozja powoduje rocznie 1 — 3% całkowitego zniszczenia rurociągów ułożonych w ziemi. Rozległe i wyczerpujące badania wykazały, że nie wystarcza sama nawet najlepiej wykonana izolacja, lecz powinna być stosowana również ochrona katodowa lub protektorowa.

Uchwalone wnioski

1. W zakresie budownictwa urządzeń inżynierskich nad- i podziemnych w miastach istniejących, gestią inwestorów powinny przejąć prezydium rad narodowych. Gestia ta powinna objąć wszystkie roboty inżynierii nadziemnej (budowę ulic, oświetlenia, linii tramwajowych, trolejbusowych itp.) oraz sieci wodociągowo-kanalizacyjnych, dystrybucyjno-gospodarczych z wyjątkiem linii kolejowych wysokowoltowych, sieci energetycznych, stanowiących część państwowego systemu energetycznego, międzynarodowych lub państwowych i o specjalnym charakterze sieci telekomunikacyjnych, ogólnopaństwowych magistrali gazowych itp. Zakłady energetyczne (elektrociepłownie) i zakłady gazowe włączone do systemu państwowego powinny pozostać w gestii odpowiednich resortów.

2. W celu usprawnienia i przyspieszenia budownictwa inżynierskiego nad i podziemnego w miastach, wysuwa się postulat pod adresem Ministerstwa Gospodarki Komunalnej i prezydium miejskich rad narodowych powołania w miastach powyżej 25 000 mieszkańców urzędów względnie stanowisk głównych inżynierów miejskich, do zadań których należałoby czuwanie nad koordynowaniem całości problematyki inżynierii miejskiej w miastach (koordynacja planowania perspektywicznego i etapowego oraz koordynacja robót inżynierskich zgodnie z Uchwałą Prezydium Rządu Nr 20/55 z dnia 7.I.55 r.).

Koordynację w miastach poniżej 25 000 mieszkańców przeprowadziliby główni inżynierowie wojewódzcy.

3. Biura urbanistyczne powinny być zobowiązane do kompleksowego uzgodnienia już w fazie wstępnej zagadnień komunikacyjnych, miejskich sieci podziemnych oraz urządzeń inżynierskich nazimnych.

4. Resorty i inwestorzy powinni ograniczać wieloletnie plany urbanistyczne, zamierzeń inwestycyjnych w zakresie inżynierii miejskiej jako podstawy do sporządzania realnych i ściśle rzeczowo sprecyzowanych planów rocznych i kilkuletnich. Tytuły inwestycyjne w resortach przemysłowych na budowę urządzeń inżynierskich nad- i podziemnych w miastach powinny być wyodrębnione.

5. Instytut Gospodarki Komunalnej powinien powiązać plan prac badawczych z perspektywnym planem gospodarki wodnej i ściekowej w Polsce. Instytut powinien w możliwie najkorzystniejszym czasie opracować i ogłosić kompleksowy program badań oraz podać przybliżone terminy jego realizacji. IGK powinien wprowadzić system prac badawczych, polegający na pracach laboratoryjnych oraz na badaniach w skali półtechnicznej i technicznej bezpośrednio w miejscach wyjść wody względnie oczyszczania ścieków i na podstawie tych prac określać warunki projektowania i eksploatacji. Ponadto IGK powinien ujednolicić system pobierania prób i oznaczeń analitycznych oraz zorganizowane zespoły konstrukcyjne i montażowe dla wykonywania urządzeń doświadczalnych.

6. W dążeniu do stworzenia lepszych perspektyw dla kompleksowego projektowania miejskich urządzeń inżynierskich, wydaje się słuszne w gospodarce komunalnej przejść na przekształcenie istniejących biur projektowych na biura kompleksowe, wykonujące wszystkie projekty urządzeń inżynierskich w miastach.

7. Pracownie drogowe biur projektowych wszystkich resortów projektujących ulice powinny, łącznie z projektem drogowym, uwzględniać kompleksowe projekty rozmieszczenia urządzeń podziemnych z perspektywnym przewidywaniem.

8. Zasadniczym warunkiem trwałości wszelkich podziemnych urządzeń ulicznych jest używanie dla ich realizacji odpowiednio trwałych materiałów budowlanych. Należy więc wzmocnić ich kontrolę techniczną, w ten sposób, aby na placu budowy materiały te były kontrolowane przed ich użyciem, zaś jakość ich

i przydatność dla danej budowy była stwierdzana komisyjnie i protokolarnie.

Materiały nieodpowiednie nie mogą być dopuszczane do wykonywania poszczególnych obiektów podziemnych, a po stwierdzeniu ich nieprzydatności powinny być natychmiast usunięte z placu budowy i zniszczone.

Koszty przestojów na budowach, jak też wszystkie inne wydatki powstające z przyczyny nieodpowiednich materiałów powinny obciążać odnośnego dostawcę i odbiorcę.

9. Resorty wysyłające specjalistów na studia zagraniczne powinny tym specjalistom umożliwić natychmiast po powrocie do kraju opracowanie szczegółowego sprawozdania, a sprawozdania te udostępnić jak najszybciej wszystkim zainteresowanym.

10. Zagadnienie wyzyskiwania jak najwyższej ekonomicznej efektywności komunalnych wodociągów i kanalizacji w nadchodzącej pięcioletniej jest zasadniczym wkładem tych zakładów w realizację obecnego 5-letniego planu rozwoju gospodarczego kraju. W pracy tej powinni brać czynny udział wszyscy członkowie załóg technicznych, zorganizowanych w kołach zakładowych NOT.

11. Należy śledzić przebieg realizacji uchwał sekcji branżowych Krajowej Rady Budownictwa w celu przyspieszenia realizacji tych uchwał.

12. Należy wystąpić do władz o przyspieszenie wydania uchwały o doświadczałnictwie w dziedzinie budownictwa.

13. Należy zatroszczyć się o przestrzeganie w budownictwie zasady, aby wprowadzanie oszczędności do budownictwa nie odbywało się kosztem pogorszenia sztafetu mieszkań i wymagań higieny.

14. Należy wzmocnić akcję w zakresie podniesienia kwalifikacji zawodowych pracowników techniki sanitarnej, instalacji i gazownictwa oraz zaostreżenia wymagań przy udzielaniu stopnia inżyniera.

15. Rozwiązywanie ważniejszych zagadnień technicznych w zakresie branż reprezentowanych w stowarzyszeniu powinno odbywać się w drodze konkursów otwartych, organizowanych przez Stowarzyszenie.

16. Należy umożliwić inżynierom ruchowcom, projektantom i pracownikom naukowym, specjalizującym się w określonym kierunku fachowym, wyjazdy zagraniczne dla pogłębienia swojej wiedzy fachowej i wprowadzenia postępu technicznego przy budowie i eksploatacji nowych urządzeń.

17. Należy zrewidować zagadnienie plac w przemyśle reprezentowanym przez Zjazd, a podlegającym zarówno MGK jak i innym resortom.

18. Należy zwrócić się do PKPG o roztoczenie odpowiedniej opieki i koordynacji nad przedsiębiorstwami produkującymi sprzęt i urządzenia dla przemysłu reprezentowanego przez Zjazd, dla uniknięcia strat gospodarczych, wynikających z braku produkcji odpowiednich aparatów, względnie aparatów nie nadających się do użytku lub posiadających zbyt krótki okres użytkowania.

19. Mając na względzie obniżkę kosztów realizacji nowych inwestycji i wychodząc z założenia, że dotychczasowy system planowania w przedsiębiorstwach wykonawczych oparty jest na progresji wskaźników jednostkowo-przerobowych (co w połączeniu z systemem premiowania pracowników wykonawstwa prowadzi do podwyższenia kosztów budowy), należy zwrócić się do kompetentnych resortów w sprawie przeanalizowania możliwości zastosowania wskaźników jednostkowo-przerobowych w oparciu o wysokość kosztów bezpośredniej robocizny, z wyłączeniem kosztu materiałów i urządzeń.

20. Należy zainteresować władze (PKPG i resorty) zagadnieniem urządzeń komunalnych nie tylko dla miast i osiedli typu miejskiego, ale również i dla wsi PGR, POM, spółdzielnie produkcyjne oraz niektóre wsie indywidualne.

21. Należy położyć szczególny nacisk na opracowanie dokumentacji przyszłościowej w zakresie budowy i rozbudowy urządzeń wodociągowo-kanalizacyjnych, jako podstawy realnego planowania i wykonawstwa inwestycji w sposób celowy i oszczędny. Dokumentacja dla potrzeb przyszłej pięcioletki powinny być opracowywane już obecnie, a fundusze na ich rozpracowanie z góry zabezpieczone.

22. Wobec niskiego stanu eksploatacji w małych i średnich zakładach wodociągowo-kanalizacyjnych uznaje się za słuszne i konieczne prowadzenie szkolenia dla nowych kolegów i kierowniczego personelu technicznego przez stowarzyszenie, w formie kursów-konferencji rejonowych, z programem podniesienia poziomu eksploatacji.

23. Wobec tego, że stan dorobku normalizacyjnego w zakresie norm państwowych (PN), resortowych (RN) i zakładowych (ZN) w dziedzinie techniki sanitarnej uznaje się za niedostateczny

i niewystarczający dla oczekujących zadań w okresie planu pięcioletniego, należy:

a) ażeby Zarząd Główny Stowarzyszenia przeprowadził w porozumieniu z Polskim Komitetem Normalizacyjnym akcję propagandową uświadamiającą pośród stowarzyszonych inżynierów i techników sanitarnych o istocie i zadaniach normalizacji, o technice i warunkach opracowania projektów norm oraz informującą o tematyce normalizacyjnej, która powinna być opracowana w zakresie techniki sanitarnej;

b) ażeby Zarząd Główny Stowarzyszenia wystąpił do PKN z wnioskiem o wydanie katalogu obowiązujących Polskich Norm, sklasyfikowanych w sposób przejrzysty i umożliwiający łatwą orientację w dorobku normalizacyjnym w poszczególnych branżach;

c) ażeby udzielić miejsca w czasopiśmie „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” na okresowe biuletyny i informacje poświęcone zagadnieniom normalizacji.

24. Należy:

a) dążyć do stosowania ekonomicznie uzasadnionej taryfy wodociągowej, wprowadzając równocześnie „taryfę karną” za marnowanie wody;

b) wprowadzić bezwzględną zasadę właściwej obsady stanowisk technicznych w przedsiębiorstwach wodociągowo-kanalizacyjnych;

c) dążyć do udzielenia pełnomocnictw i samodzielności dyrektorom tych przedsiębiorstw, uwzględniając równocześnie poprawę bytu technicznego personelu eksploatacyjnego.

25. Przemysł chemiczny powinien:

a) w swoich planach produkcyjnych uwzględnić potrzeby krajowe dotyczące materiałów i armatury z tworzyw sztucznych, potrzebnych w instalacjach sanitarnych i przemysłowych;

b) zaplanować i zrealizować budowę fabryk przemysłu chemicznego, produkujących nowe tworzywa sztuczne — termoplastyczne potrzebne w instalacjach sanitarnych i przemysłowych oraz w innych dziedzinach;

c) zapewnić odpowiednie wyposażenie i finansowanie instytutów naukowych, prowadzących doświadczenia z dziedziny produkcji lub stosowania tworzyw sztucznych;

d) szkolić kadry z dziedziny tworzyw sztucznych i prowadzić wymianę doświadczeń z zagranicą dla zapewnienia jak najszybszego postępu technicznego w tej dziedzinie.

26. Wobec dotychczasowego braku skoordynowania na najwyższych szczeblach państwowych władz gospodarczych zagadnień, dotyczących reprezentowanych przez Stowarzyszenie dziedzin techniki, uważa się za konieczne powołanie do życia instancji kierującej na szczeblu departamentu i poleca się Zarządowi Głównemu Stowarzyszenia wystąpienie z wnioskiem o utworzenie Departamentu Inżynierii Sanitarnej (Techniki Sanitarnej i Instalacji) w ramach zamierzonej reorganizacji naczelnych władz budowlanych.

27. Każdy projekt wielkich inwestycji wodociągowych ze względu na trudności o koszty eksploatacji powinien być odpowiednio przeanalizowany, czy nie można byłoby utrzymać lub wprowadzić ujęcie oparte wyłącznie na wodach w głębinach.

28. Sprawą produkcji siarczanu glinu oraz chloru zainteresować PKPG, gdyż potrzeby MGK w tej dziedzinie są b. poważne i niezaspokojenie ich może być powodem b. poważnych zaburzeń w dostawie ludności odpowiedniej i zdrowej wody.

29. Stwierdza się konieczność uruchomienia w skali ogólnokrajowej produkcji typowego znormalizowanego sprzętu dla eksploatacji sieci kanalizacyjnej, gdyż brak tego sprzętu powszechnie występuje, powodując złą jakościowo konserwację kanałów.

30. Do czasu powołania postulowanej Centralnej Rady Naukowej Ogrzewnictwa, Wentylacji i Instalacji Sanitarnych, Zarząd Główny Stowarzyszenia utworzy tymczasową Radę, która natychmiast rozpocznie działalność.

31. Należy zwrócić się do władz państwowych o właściwe ustawienie gazownictwa w skali ogólnopolskiej, mając na względzie charakter ogólnopolski zaopatrzenia ludności i przemysłu w energię gazową, przy wykorzystaniu wszystkich dostępnych źródeł gazu dla gazyfikacji kraju, jak: gazu ziemnego, gazu koksowniczego, gazu produkcji miejscowej oraz przemysłowych gazów odpadowych po rafinerii ropy i przerobie chemicznym, nadających się do transportu na odległość.

32. Dążyć do stworzenia jednolitej ogólnopolskiej organizacji gazownictwa na wzór analogicznych organizacji w krajach demokracji ludowej, jak w NRD i CSR. Węgrzech oraz organizacji w krajach zachodnich jak: NRF, Belgii, Francji i Anglii. Organizacja ta powinna w pełni odpowiadać krajowym warunkom

i dać gwarancję rzeczywistej koordynacji i planowania gazownictwa, zgodnie z potrzebami nie chwilowymi, a długofalowymi.

33. Wobec rozwoju techniki magazynowania i transportu gazu łącznie z jego przetłaczaniem, uważa się za konieczne utworzenie odpowiednich wykładów na jednej z politechnik i wprowadzenie specjalizacji w tym zakresie na wydziale mechanicznym, dla wyszkolenia nowych kadr, które by mogły zasilać zarówno biura projektowe, jak i zakłady przemysłowe.

34. Należy podtrzymać wydawnictwa mimo pozornego braku zainteresowania literatury fachowej z tego zakresu, gdyż brak nowych wydawnictw skazuje automatycznie na cofanie się i niemożliwość doszkolenia odpowiednich fachowych kadr, których brak daje się dotkliwie odczuwać.

35. Dla ustawienia długofalowych planów rozbudowy gazownictwa Zjazd uważa za konieczne — stabilizację bilansów gazowych przez resorty nadzorujące przedsiębiorstwa produkujące gaz i mogące oddawać go do sieci dalekosiężnej, jak również ustalenie długofalowego oddania i odbioru gazu. Pozwoli to na odpowiednie wykorzystanie i zagospodarowanie gazu oraz takie ustawienie planów inwestycyjnych, aby nie powstawały zbędne przestępy inwestycyjne lub też niedociągnięcia, uniemożliwiające właściwą gospodarkę gazem.

36. Brak odpowiednich magazynów dla gazu naraża gospodarkę państwową na poważne straty w kierunku nieracjonalnego użytkowania gazu oraz na niemożliwość pokrycia dobowych i tygodniowych szczytów zapotrzebowania gazu. Wobec tego Zjazd uchwała:

- a) spowodowanie aby Centralny Urząd Geologii i Służby Geologicznej resortów przemysłowych uwzględniły w swych pracach możliwości wykorzystania znanych i zbadanych układów geologicznych na podziemne zmagazynowanie gazu. Dla ułatwienia tej pracy CZGaz wskazuje rejony, w których byłyby najbardziej potrzebne podziemne magazyny;
- b) zwrócić się do Prezydium Rządu o wywarcie takiego nacisku na resort budownictwa przemysłowego, aby wykonanie zbiorników gazowych było zagwarantowane zarówno w czasie, jak i w jakości. Dotychczasowe wysiłki w tym kierunku nie dały pozytywnego rezultatu i istnieją poważne obawy niewykonania planu budowy zbiorników w planie 5-letnim, jak to miało miejsce w okresie sześciolecia.

Pozostałe wnioski zjazdowe uznano jako dezyderaty.



Na Zjeździe poruszono wiele problemów, interesujących nie tylko członków Stowarzyszenia Naukowo-Technicznego Inżynierów i Techników Sanitarnych, Ogrzewnictwa i Gazownictwa, ale i inżynierów innych branż, dlatego należałoby oczekiwać wypowiedzi ich, m. in. na temat jakości i organizacji wykonywanych robót, programowania robót i koordynacji ich z planami rozwoju gospodarki wodnej itd.

TRS

KONFERENCJA INFORMACYJNA NA TEMAT ZAGOSPODAROWANIA DOLNEJ WIŚŁY

W dniu 29 czerwca 1956 r. odbyła się, zorganizowana przez Centralny Zarząd Dróg Wodnych Śródlądowych oraz Centralne Biuro Studiów i Projektów Budownictwa Wodnego „Hydroprojekt”, konferencja informacyjna na temat „Zagospodarowanie dolnej Wisły”. Konferencja miała na celu przedstawienie stanu przygotowania CZDWSr. i „Hydroprojektu” do rozpoczęcia budowy dużych obiektów hydrotechnicznych na dolnej Wiśle oraz wywołanie na łamach prasy szerokiej dyskusji na tematy techniczne i ekonomiczne związane z projektowanymi budowlami.

Na konferencji, w której wziął udział wiceminister Żegluga, Ob. Stolarek, a której przewodniczył wicedyrektor CZDWSr. inż. A. Arkuszewski, został wygłoszony przez inż. S. Ihnatowicza, wicedyr. „Hydroprojektu” krótki referat, omawiający podstawowe zasady gospodarki wodnej w Polsce, potrzeby wodne różnych dziedzin życia gospodarczego (rolnictwo, miasta i osiedla, przemysł, energetyka, żegluga, komunikacja lądowa, ochrona przed powodzią itd.) oraz projekt kaskady energetyczno-żeglugowej dolnej Wisły, obejmującej również stopień kanalizacyjny Warszawa-Północ. Informacji co do szczegółów projektowanych stopni Włocławek, Warszawa-Północ, Wyszogród i Chełmno udzielał inż. inż. Łaski, Koban i Czernik.

Projektowana kaskada, razem ze stopniem Warszawa-Północ, ma się składać z 9 stopni, o łącznej mocy instalowanej ok. 900 MW i produkcji rocznej energii ok. 4,5 mld. kWh. Budowle piętrzące byłyby jednocześnie wykorzystane jako przekroczenia mostowe dla dróg bitych i niektórych kolejowych.

W stawianych na Konferencji pytaniach i odpowiedziach przebijaly się 2 główne momenty: 1) techniczne możliwości przystąpienia do budowy w najbliższych latach co najmniej 2 stopni — Włocławek i Warszawa-Północ i możliwości realizacji tych inwestycji z punktu widzenia zaopatrzenia sprzętowego i materiałowego oraz kadr wykonawców, 2) ekonomiczne korzyści projektowanych stopni i zasady planowania finansowego inwestycji.

Podkreślano, że inwestycje te noszą charakter międzyresortowy, chociaż mają być finansowane tylko przez resort żegluga.

W związku z tym, można stwierdzić, że odczuwa się brak inwestora kompleksowych obiektów gospodarki wodnej, jakim mogłyby być proponowany już od dłuższego czasu Centralny Urząd Gospodarki Wodnej.

Wydaje się, że poruszonym na Konferencji zagadnieniom technicznym i ekonomicznym, związanym z budową stopni na dolnej Wiśle, powinna być poświęcona — dobrze przygotowana — konferencja naukowo-techniczna, zorganizowana przez Sekcję Główną Budownictwa i Transportu Wodnego SITK-om lub przez Główną Komisję Gospodarki Wodnej przy prezydium NOT.

M.

Errata autorska do art. Ząbka w zeszycie „Gosp. Wodnej” 8/56

str. 6 maszynopisu, ostatni ustęp od dołu powinien brzmieć:

„Woda gruntowa z terenów osobowickich nawodnianych ściekami zawiera średnio małe ilości azotu białkowego i amonowego, natomiast większość (ok. 80%) stanowi to zmineralizowana forma tego pierwiastka.

W tablicy III należy uwzględnić następującą poprawkę: rubryka druga pionowa zamiast N_{ogolny} należy napisać $N_{\text{bialkowy}} + \text{amonowy}$ lub skrót $N_{\text{bjalk}} + \text{amqn}$.

W tablicy IV w rubryce pionowej N_{og} , rubryka pozioma „Woda gruntowa” zamiast 3,10 powinno być 13,1.

Skład Komisji Programowej: Przewodniczący — prof. Czesław Zakaszewski, członkowie — inż. Marian Chudzyński, prof. Edward Czetwertyński, dr Józef Gołąb, inż. Stefan Ihnatowicz, inż. Stanisław Iwanicki, prof. Władysław Kollis, inż. Eugeniusz Kulwieć, prof. Julian Lambor, dr Józef Matusewicz, inż. Czesław Nielubowicz, prof. Zygmunt Rudolf, inż. Czesław Stepnowski.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

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

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

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — DR JADWIGA WŁODEK-SANOJCOWA