

GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, SIERPIEŃ 1953 r.

Nr 8

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE I ORGANIZACJA

- Inż. Andrzej Szczawiński — Inżynierskie kadry wodne w świetle nowych potrzeb gospodarczych Państwa 281
 Inż. Andrzej Sierakowski — Zagadnienia architektoniczne i krajobrazowe w budownictwie wodnym 282

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

- Inż. Marian Chudzyński i inż. Tadeusz Suszczewski — W sprawie studiów i badań techniczno-ekonomicznych dla gospodarki wodnej przemysłowej 284
 Inż. Kazimierz Kars — Jakim warunkom powinna odpowiadać woda przemysłowa 286
 Inż. Włodzimierz Skoraszewski — Możliwości budowy obiektów inżynierskich pod dnem rzek i zbiorników wodnych bez użycia powietrza sprężonego 289
 Inż. Teodor Szamir — Zapobieganie uszkodzeniom betonów budowli wodnych 291

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

- Inż. Zygmunt Żarnecki — Wpływ uszczelnień plastycznych i drenażu na filtrację wody w groblach ziemnych na nieprzepuszczalnym podłożu 293
 Prof. Józef Iwaszkiewicz — Sposoby odwodniania torfowisk źródłkowych 300

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

- Prof. inż. Władysław Kollis — Budowa źródła termalnego 304
 Inż. Tytus Bartoszek — Techniczne normowanie pracy robót zmechanizowanych 308

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

- Inż. Stanisław Michałowski — Rentowność elektrowni wodnych 310
 Józef Zełnikier — Żegluga śródlądowa na tle planowych zadań transportu 313
 Prof. inż. Aleksander Potyrała i inż. F. Kwaskowski — Żegluga śródlądowa w ramach zagadnień transportu towarów masowych naszego kraju 314

СОДЕРЖАНИЕ

SOMMAIRE

CONTENTS

Инженерские кадры с точки зрения новых экономических нужд государства
 Архитектурные и пейзажные проблемы в гидротехническом строительстве
 По вопросу научных и технико-экономических исследований в области водного хозяйства промышленных предприятий
 Каким условиям должна отвечать вода для промышленных предприятий
 Возможность постройки гидротехнических сооружений в почвах ниже уровня воды без применения сжатого воздуха
 Предохранение бетонов гидротехнических сооружений от повреждения
 Роль пластической конопатки и дренажа в процессе фильтрации воды в земляных плотинах на непроницаемой основе
 Способы осушения торфяных болот наводняемых родниками
 Постройка горячего источника
 Техническая нормировка труда для механизированных водно-мелиоративных работ
 Рентабельность гидротехнических станций
 Речной транспорт с точки зрения плановых задач транспорта
 Речной транспорт массовых товаров нашей страны

Cadres d'ingénieurs au point de vue des nouveaux besoins économiques de l'Etat
 Problèmes d'architecture et de paysage dans le domaine des constructions hydrauliques
 Sur les études et recherches techniques et économiques pour l'aménagement en eau de l'industrie
 Conditions techniques et économiques pour l'eau industriel
 Possibilités de fondement des constructions de génie civil dans les sols submergés sans l'aide de l'air comprimé
 Protection des bétons des constructions hydrauliques contre endommagement
 Rôle des calfatages plastiques et drainages dans le procès de filtration de l'eau à travers des digues à terre posées sur les couches imperméables
 Méthodes de drainage des tourbières alimentées par les sources
 Construction d'une source thermale
 Normalisation technique du travail dans les travaux d'hydraulique rurale mécanisés
 Rentabilité des centrales hydro-électriques
 Navigation intérieure (fluviale) en considération des problèmes du transport en masse

Qualified technical staff in view of the new requirements of state economy
 Architectural and landscape problems in hydrotechnical building
 On technical and economical studies and researches in industrial water management
 Technical clauses for industrial water
 Building possibilities for the construction of hydrotechnical plant in submerged grounds without using condensed air
 Protection of concretes in hydrotechnical constructions against injuries
 Action of plastic calfater and draining on the filtration of water through the earth dikes on impermeable basis
 Methods of draining peat-bogs with spring feeding
 Construction of a hot spring
 Technical standartizing of work in mechanized irrigation engineering
 Rentability of water power plants
 Inland navigation in view of the problems connected with planned transport
 Inland navigation with regard to the problems of transport „en masse“

Warunki prenumeraty:	Prenumerata:	Przedpł. norm.	Przedpł. ulgowa
Numer pojedynczy 8.—	Kwartalna	24.—	13.50
	Półroczna	48.—	27.—
	Roczna	96.—	54.—

Zamówienia i wpłaty na prenumeratę przyjmują wszystkie urzędy pocztowe i listonosze. Zamówienia i przedpłaty na prenumeratę czasopism technicznych NOT poczynawszy od 1 maja 1953 r., przyjmowane będą w nowych terminach: od dnia 11 każdego miesiąca do dnia 10 następnego miesiąca — na najbliższy okres kalendarzowy. Na okresy miesięczne — co miesiąc. Na okresy kwartalne — odpowiednio do dnia 10 grudnia, marca, czerwca i września. Na okresy półroczne — do dnia 10 m-ca grudnia i czerwca. Na okres roczny — do dnia 10 m-ca grudnia. Analogicznie dotyczy przyjmowania prenumeraty przez urzędy pocztowe i listonoszy.

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, SIERPIEŃ 1953 R.

Nr 8 (81)

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. ANDRZEJ SZCZAWIŃSKI

Inżynierskie kadry wodne w świetle nowych potrzeb gospodarczych Państwa

Obszerna dyskusja w zeszytach 1/53, 3/53 i 5/53 „Gospodarki Wodnej” na temat kształcenia kadr w dziedzinie gospodarki wodnej stwierdza niewątpliwą ważność zagadnienia.

Z dyskusji wynikało, że ilość kształconych kadr jest niewystarczająca i że istniejące kierunki nie są w pełni zgodne z potrzebami gospodarki narodowej na jej obecnym szczeblu rozwoju. Bliższa analiza zagadnienia wykazała zatem, że zarówno ilość jak i jakość kadr wodnych nie jest odpowiednia do podjęcia nowych zadań, z jakimi mamy do czynienia w ustroju socjalistycznym na odcinku gospodarki wodnej.

Przyczyną tej sytuacji był nie skrzystalizowany jeszcze pogląd na organizację szkolnictwa wyższego w tej dziedzinie, który częściowo wynikał z braków w poprzednich okresach centralnej instytucji planistycznej w zakresie gospodarki wodnej, znającej potrzeby kadrowe na każdym odcinku życia gospodarczego.

Na tle planu gospodarczego wysuniętego przez Front Narodowy jasna stała się wielka rola i zakres zagadnień wodnych. Dla realizacji tych zadań już obecnie konieczne jest przystąpienie do planowego przygotowania kadr, zwłaszcza że dotychczasowe nie obejmują całej problematyki wodnej.

Dotąd przy szczupłym zakresie prac hydrotechnicznych encyklopedyczny typ inżyniera wodnego mógł być tolerowany. Miał on bowiem czas specjalizować się w określonym kierunku drogą indywidualnego doksztalcania się na bazie uzyskanych wiadomości. Jednak tak powstały profil inżyniera nie obejmował wszystkich dziedzin gospodarki wodnej. Brak było tych dziedzin, które dziś, przy rozwoju socjalistycznym państwa, nabrały wielkiego znaczenia.

W ten sposób część potrzeb gospodarczych na tym odcinku była zaspakajana, reszta zaś nadal czeka na dopływ zupełnie nowych kadr.

Obecnie planowa gospodarka wodna i szybkie tempo rozwoju gospodarczego państwa wymagają włączenia się w produkcję kadr już odpowiednio wyspecjalizowanych, nie można więc czekać na samoczynne i długo trwające przystosowanie się inżynierów do potrzebnych specjalności, gdyż byłoby to szkodliwe dla interesów gospodarki narodowej.

Zachodzi teraz pytanie czy podane w artykułach „Gospodarki Wodnej” sylwetki inżynierskie i kierunki są wystarczające dla zaspokojenia usług w szerokim wachlarzu potrzeb gospodarczych kraju.

Wyniki dyskusji odnośnie organizacji studiów, kierunków i sylwetek dają się sprowadzić do następującego ujęcia:

Wydział budownictwa wodnego

- Inżynier budownictwa wodno-komunikacyjnego,
- Inżynier budownictwa wodno-energetycznego,
- Inżynier budownictwa morskiego,

Wydział budownictwa wodno-sanitarnego

- Inżynier budownictwa wodnego przemysłowo-komunalnego,
- Inżynier instalacji wodnych przemysłowo-komunalnych.

Wydział melioracji wodnych

- Inżynier budownictwa wodno-melioracyjnego,
- Inżynier melioracji wodnych,

Wydział gospodarki wodnej

- Inżynier hydrolog,
- Inżynier gospodarki wodnej.

Wśród specjalności nowo wysuniętych przez życie wydaje się właściwe wprowadzenie kierunków specjalizacji w zakresie gospodarki i budownictwa wodnego dla potrzeb przemysłu i gospodarki komunalnej jak również wprowadzenie zupełnie nowej sylwetki inżyniera gospodarki wodnej.

Trudno na przykład wyobrazić sobie prowadzenie planowej gospodarki wodnej w kraju bez specjalnego typu inżyniera obeznanego wystarczająco z zagadnieniami ekonomicznymi, planistycznymi i technicznymi, jak również nie jest do pomyślenia planowy rozwój i oszczędna gospodarka wodna w przemyśle bez stworzenia typu inżynierów obeznanych z procesami technologicznymi i gospodarczymi szerokiego wachlarza zakładów przemysłowych.

Wydaje się zatem w zasadzie słuszny podział zasadniczych specjalizacji i kierunków wysuniętych przez autorów poprzednich artykułów.

W powyżej podanym podziale proponuje się tylko w stosunku do poprzednich projektów pewne zmiany i uzupełnienia, a mianowicie:

- Na wydziale budownictwa wodnego przyjąć określenie inżyniera budownictwa wodno-inżynierskiego lub wprost inżyniera budownictwa wodnego śródlądowego, zamiast inżyniera budownictwa wodno-inżynierskiego, gdyż to ostatnie określenie jest zawężające w stosunku do działalności jaką ten inżynier wykonuje, rozwiązując na wodach śródlądowych zagadnienia budownictwa wodnego dla obsłużenia wszystkich kompleksowych potrzeb gospodarki wodnej.
- Na wydziale budownictwa wodnego projektuje się dodatkowo nową specjalność inżyniera hydromechanizacji, która najbardziej związana jest z wielkim budownictwem wodnym.
- Oprócz wydziału budownictwa wodno-sanitarnego proponuje się wyłonić wydział budownictwa zaopatrzenia w wodę, który obejmowałby dwie specjalizacje: inżyniera budownictwa wodnego przemysłowo-komunalnego i inżyniera instalacji wodnych przemysłowo-komunalnych.

Określenie wg powyższego projektu znajduje również swoje potwierdzenie w zastosowaniu go w wyższym szkolnictwie w ZSRR.

- Na wydziale budownictwa zaopatrzenia w wodę proponuje się wyłonić nową specjalność — inżyniera eksploatacji wód głębinnych. Specjalizacja ta, nigdzie dotąd nie była uwzględniona, a wobec dużego jej praktycznego znaczenia w życiu gospodarczym wymaga specjalnego kadrowego obsłużenia. Ze względu na cel gospodarczy tej specjalności, jak również i jej technologię najbardziej kwalifikuje się do umieszczenia na tym wydziale.

Podział ten odpowiada rozwojowi potrzeb wodnych gospodarki socjalistycznej państwa. Można zatem uznać za właściwe łączne traktowanie wymienionych specjalizacji jednak z zastrzeżeniem co do proponowanego formowania ich na takie lub inne wydziały lub zespoły uczelniane.

Odnosnie proponowanych wydziałów nasuwają się dalsze następujące uwagi:

W dziale budownictwa wodnego dotąd istniały dwa kierunki szkolenia: komunikacyjno-wodny i melioracji rolnych. Techniczno-gospodarcze zainteresowania tych kierunków były zawężone do celów pojedynczych resortów. Działy te bowiem nie zawsze liczyły się z potrzebami ogólnokrajowymi. W ten sposób szkolone kadry nie rozumiały dostatecznie potrzeb gospodarczych z dziedziny hydroenergetyki, gospodarki komunalnej, gospodarki wodnej w zakładach przemysłowych, opóźniając procesy gospodarczo-rozwojowe na tych odcinkach.

W dziale zatem budownictwa zaopatrzenia w wodę zarysowuje się konieczność nowych sylwetek, które dawałyby specjalizację w dziedzinie instalacji, budownictwa i gospodarki wodno-przemysłowej.

W dziale melioracji zupełnie słuszne jest wydzielenie tej dużej obecnie dziedziny w odrębny wydział z odpowiednimi specjalizacjami. Tworzenie się jednak nowego wydziału gospodarki wodnej jest nieco za wczesne. Wskazane byłoby ściślejsze związanie tego zupełnie nowego zagadnienia z istniejącym już wydziałem melioracji charakteryzującym się najszerzą problematyką wodną.

W związku z tymi uwagami wysuwa się na czoło zagadnienie ulokowania wydziału melioracji z jego trzema specjalizacjami. Obecne ulokowanie w uczelniach rolniczych nie znajduje uzasadnienia, raczej odwrotnie, dyskusja w wymienionych na wstępie zeszytach „Gospodarki Wodnej” wykazała, że traktowanie melioracji jako zawodu rolnego niezgodne jest z faktycznym stanem rzeczy i wpływać może hamująco na rozwój tej dziedziny techniki wodnej.

Gospodarka wodna posiada charakter kompleksowy stąd i kierunki szkolenia muszą się odpowiednio zająć a łą-

cznie dawać powinny jeden typ inżyniera wodnego. W ten sposób powstać może należyte wzajemne zrozumienie celów i warunki zharmonizowania pracy inwestycyjnej.

Jeśli zatem przyjąć, że sylwetki i kierunki zaproponowane w dyskusji z uzupełnieniami powyższymi istotnie odpowiadają potrzebom gospodarczym kraju, to pozostawiałyby otwartą kwestia organizacji szkolnictwa w tym zakresie. Należy stwierdzić, że podstawą wszystkich wspomnianych specjalności powinny być nauki o charakterze ekonomicznym, przyrodniczym i technicznym z dominantą nauk technicznych.

W tym stanie rzeczy trudno znaleźć najodpowiedniejsze miejsce szkolenia — miejsce gwarantujące właściwy rozwój rozpatrzonych tu kierunków.

Może być brane pod uwagę kilka koncepcji: 1) wszystkie wymienione wydziały powinny znaleźć się w politechnice, 2) podział na politechniki i uczelnie rolnicze, jak to jest obecnie, oraz 3) stworzenie niezależnych specjalnych uczelni łączących wszystkie wymienione działy. Najwłaściwszym ujęciem wydają się koncepcje 1 i 3, gdyż gwarantują połączenie wszystkich zagadnień wodnych i nadają im właściwy charakter techniczny.

Blższe jednak sprecyzowanie, która z tych koncepcji na obecnym etapie rozwoju gospodarczego kraju jest najodpowiedniejsza, zależy od analizy zagadnienia, od strony ilościowej i związanych z tym kosztów. Gdyby pod tym względem nie nastroczały się trudności — niewątpliwie stworzenie A k a d e m i i G o s p o d a r k i W o d n e j, wzorem podobnych uczelni w Związku Radzieckim byłoby wyjściem najsłuszniejszym.

Wobec tego, że gospodarka wodna opiera się na zagadnieniach ekonomicznych, przyrodniczych i technicznych trudno byłoby ustalić właściwą proporcję tych zagadnień w istniejących już typach uczelni, co może odbić się szkodliwie na zaspokojeniu potrzeb gospodarki narodowej. W założeniu zaś jednolitej Akademii Gospodarki Wodnej zagwarantowana byłaby kompleksowość zagadnień i właściwy stosunek dyscyplin naukowych, dyktowanych istotnymi potrzebami gospodarki wodnej, a nie tym lub innym ustalonym charakterem uczelni.

INŻ. ANDRZEJ SIERAKOWSKI

Zagadnienia architektoniczne i krajobrazowe w budownictwie wodnym

Omawianie tematu takiego, jak architektura i krajobraz w budownictwie wodnym pociąga za sobą konieczność poruszenia b. wielu tematów ubocznych odnośnie architektury przemysłowej w ogóle, komunikacji wodnej, planowania regionalnego itp. Siłą faktu może być to powiedziane tylko ogólnikowo. Jedno jest ważne — wzajemne poznanie zagadnień przez poszczególne współpracujące przy projekcie specjalności, w tym i architektury.

Architektura i architektura krajobrazu, będąca kiedyś kopciuszkiem, weszły dzisiaj na stałe do budownictwa każdej dziedziny przemysłu, oczywiście zgodnie z hierarchią potrzeb. Między dobrą architekturą i dobrą technologią nie ma w ustroju socjalistycznym żadnej sprzeczności, ponieważ w grę wchodzi rozwiązanie całościowe, które nie ma aspektu tylko oprocenowania kapitału. Jako przykład może służyć most średnicowy w Warszawie, który dzisiaj równie dobrze pracuje kiedy jest zaprojektowany zgodnie z potrzebami panoramy miasta, jak most przedwojenny, który był szpetny sam w sobie i kaleczył panoramę miasta.

Sprawa „stylu”

Jeśli chodzi o budowlę wodne w ogóle, to nie mając żadnych prawie tradycji narodowych możemy jedynie zarejestrować parę młynów i spichrzów, jako obiektów w swoistym stylu. Najciekawszy bez wątpienia jest tzw. „Wielki Młyn” w Gdańsku na Raduni, jednakże wątpliwe jest czy doczeka się on rekonstrukcji. Poza tym na uwagę zasługują spichrze Bydgoszczy, Grudziądza, Kazimierza itd. Ze współczesnych budowli może najciekawszą próbą były przyczółki mostu Poniatowskiego w Warszawie.

Opracowanie architektury dla budowli wodnych musi być planowe, musi obejmować pewne kompleksy terenowe i te-

matyczne. Wylania się dla nich zagadnienie pewnego „stylu”, choć słowo to jest ciągle jeszcze niepopularne. Próby stylu w budownictwie technicznym były robione lecz nie zawsze szczęśliwie np.: na kolei, na strażnicach, przy schroniskach górskich itp. Z tego jednak nie wynika, że sama metoda była zła; w każdym razie słynny dworzec gdyński był — mimo wszystko — lepszy niż bezobliczowa, kosmopolityczna Gdynia.

Widać stąd, że większe kompleksy budowli, takie jak projektowane inwestycje hydrotechniczne, muszą mieć jakąś nieprzewodnią architektoniczną — jakiś „styl”. Stylem tym na pewno nie będzie przyjęty przez Niemców na ziemiach polskich „neogotyk”, czy austriackie pseudopałacyki myśliwskie, ale musi być coś ustalonego, wynikającego z tej tradycji, której tak mało mamy: z architektury kazimierzowskiej, neoklasyku, empiru. Oczywiście trzeba to twórczo przepracować.

Jeśli chodzi o drugie wielkie zagadnienie, o zaakceptowanie formy budownictwa w regionie górskim, to musi ono być oparte na zasadach regionalnych jemu właściwych. Do czego prowadzą niewłaściwe kierunki można niestety przekonać się na mnóstwie obiektów. Dlatego architekt przystępujący do tych zagadnień, czy nawet do pisania o nich znajduje się w niemałym kłopotcie. Przenoszenie form architektury purystycznej i konstruktywistycznej Zachodu ciągle ciąży nad jego ręką, z drugiej strony narzucają się wzory radzieckie, czy klasyczne, których również nie można stosować bez przetworzenia na formy narodowe, polskie.

Mamy metodę — jednakże jeszcze nie zawsze umiemy się nią posługiwać.

Przy projektowaniu należy jednak przede wszystkim liczyć się z czynnikiem czasu. Przeglądając wszystkie lepsze

projekty architektoniczne ostatnich lat na wystawach i w pracowniach, widać kolosalną ewolucję jaką przechodziły w miarę przeprojektowywania. Prace te, nawet w pracowniach najlepszych „majstrów“, dojrzały w ogniu długiej i wielokrotnej krytyki, wielokrotnej konfrontacji, a przede wszystkim czasu. Obiekty realizowane w piorunującym tempie mają zawsze duży współczynnik ryzyka (oczywiście czasami warto je podjąć). Jednakże przykład Muranowa, czy niedociągnięć na innych budowlach mówią same za siebie.

Jeśli tylko możliwości ekonomiczne dadzą się do tego nagiąć, konieczna jest zasada: projektować jak najdłużej, żeby potem jak najkrócej budować. Jeśli chodzi o architekturę, to często się o tym zapomina, mimo, że żaden hydrolog, czy wodziarz nie przystąpi do większego zagadnienia bez studiów. W studiach tych konieczne jest stworzenie pewnych podstawowych zasad dla pewnych kompleksów tematycznych, jak staraliśmy się to wykazać: momentem najważniejszym jest koncepcja i do niej trzeba ściągnąć jak najlepszych projektantów czy doradców, czy to przez PAN czy instytuty czy biura projektowe.

Plastyka

Były w swoim czasie usiłowania przeprowadzenia zasady, że z każdej większej inwestycji budowlanej należy obowiązkowo przeznaczyć pewien procent limitu inwestycyjnego na opracowanie, czy oprawę plastyczną obiektu. Zasada ta — niezwykle ważna — o ile wiadomo nie została zrealizowana. Jeśli chodzi o budowle hydrotechniczne, a w szczególności hydroenergetyczne powinna ona jednakże być wprowadzona w życie. Dla budowli pomnikowych konieczna jest oprawa pomnikowa.

Wydaje się, że w epoce wyniesienia pracy na ołtarze dawnych bóstw, ta praca ciągle jeszcze czuje się proletariuszem w źle skrojonym garniturze pośród doskonale ubranych dar-mozjadów. Stanowczo za mało się wkłada oprawy plastycznej w zakładzie pracy. Państwo zakupuje co roku w różnej formie mnóstwo prac artystów; prace te w wielu przypadkach z trudem znajdują zastosowanie. Wydaje się że można by skierować te wysiłki na konkretne tory przez przekazanie Ministerstwu Kultury i Sztuki wybranych tematów właśnie przez przemysł i energetykę. Rzecz taka jest do przeprowadzenia i dałaby obopólne korzyści.

Typizacja

Jednym z czołowych zagadnień architektury przemysłowej jest zastosowanie typizacji i prefabrykacji z dobrym wynikiem plastycznym. Na ten temat prowadzone są prace w Biurze Studiów i Projektów Typowych w Warszawie i innych, ale jeśli chodzi o potrzeby architektury w hydrotechnice, to prawdopodobnie będą zupełnie inne wymagania, przy czym znowu nastąpi podział na regiony: nizinny i górski. Nizinny — siłą faktu — będzie łatwiejszy do typizacji i o ile się uda zastosować typowe obiekty, to niewątpliwie przez typowe budynki i detale można uzyskać b. duże oszczędności. Jest to jednakże zagadnienie szczególnie.

Faktem jest, że architektki kanału Wołga — Don zastosowali typowe fragmenty i detale budowlane i nawet budynki. Praktycznie na 13 śluz kanału są trzy typy budynków zarządów i łuki. Zarządy wodne służą 7 i 11 oraz 9 i 12 są umieszczone w identycznych budynkach, przy czym zestawienie typowych elementów stwarza pewną jednolitość kompozycji, ale bez monotonii.

Tak czy owak typizacja daje oszczędności i korzyści, które przy naszym, raczej słabym, wykonawstwie są oczywiste. Poza tym jeśli mowa o typizacji to warto postawić zagadnienie znalezienia metody wcześniejszego opracowywania dokumentacji, choćby jeszcze niedoskonałej, o czym była mowa poprzednio.

Mała urbanistyka — otoczenie

W znanym artykule S. Czernyszewa — członka Akademii Architektury ZSRR, gdzie jest mowa o niedociągnięciach architektury przemysłowej, poruszona jest sprawa otoczenia zakładu pracy i kompozycji ogólnej. Skoro przyjmujemy, że w państwie socjalistycznym zakład przemysłowy nie stanowi tylko obudowy maszyn i urządzeń, ale

miejsce „wykonywania wolnych procesów pracy socjalistycznej“, to musimy wyciągnąć z tego wszystkiego konsekwencje.

Poza konieczną oprawą plastyczną, wnętrzem, kolorem itp., o czym była już mowa, decydującą sprawą jest otoczenie i powiązanie z tym otoczeniem. Plan zagospodarowania przestrzennego całości obiektu powinien być rezultatem żmudnej pracy zbiorowej wszystkich głównych specjalistów i powinien obejmować otoczenie w zakresie wystarczającym.

Do czego prowadzi brak porządnie opracowanej i realizowanej urbanistyki przemysłowej, można najlepiej przekonać się na całym terenie wejściowym jednej olbrzymiej inwestycji sześciolatki. Bardzo często zapomina się o tym, że otoczenie jest pierwszym i często najtrwalszym wrażeniem, jakie odnosi każdy pracujący w zakładzie, albo zwiedzający go.

Abstrahując od strony użytkarnej, która oczywiście decyduje, można wyliczyć na podstawie Czernyszewa czynniki kompozycyjne w planie zagospodarowania przestrzennego zakładu:

- Ustalenie głównej osi komunikacyjnej drogowej czy wodnej.
- Stworzenie w oparciu o tę oś placu głównego zakładu.
- Racjonalne ustawienie obiektów z zachowaniem prawa symetrii i kontrastu.
- Możliwie czyste i proste formy architektoniczne budynków.
- Ustalenie akcentów wysokościowych i sylweta zakładu z różnych punktów, o różnych porach roku i oświetlenia.
- Specjalnie opracowana zabudowa akcentów czołowych, wejściowych itp. oraz koncentracja środków wyrazu plastycznego w punktach węzłowych.
- Racjonalne i celowe stosowanie elementów architektury tradycyjnej.
- Poza tym odnośnie otoczenia:
- Ukształtowanie robót pomocniczych: ziemnych, betonowych, drogowych itp. w sposób możliwie harmonizujący z otoczeniem urozmaiconym lub kontrastującym z otoczeniem monotonnym.
- Opracowanie i zbilansowanie strat w zadrzewieniu i zazielenieniu i powiązanie zieleni i lasu z obiektem.
- Opracowanie potraktowania zbiorników, w których następują poważne, okresowe zmiany poziomu wody.
- Opracowanie możliwych zmian mikroklimatu w pobliżu większych osiedli.
- Ustalenie sposobu zabezpieczenia, przeniesienia lub powiązania ewentualnych zabytków czy osiedli.
- Rozpatrzenie komunikacji z punktu widzenia atrakcyjności turystyczno-sportowej.

Wszystkie te sprawy wymagają rozpatrzenia w miarę postępu prac projektowych, a nie zawsze są to zagadnienia proste. Wracając jeszcze do kanału Wołga — Don, jego projektanci doskonale wyzyskali wysokie mury śluz, stawiając na nich właśnie budynki zarządów, symetrycznie do kanału, przez co stosunkowo małą kubaturą uzyskali monumentalne akcenty w monotonnym krajobrazie stepowym.

Poza tym stosowane tam gigantyczne rzeźby czy też płaskorzeźby w miedzi, łuki triumfalne u wejść do kanałów oraz obeliski itp. mówią, że zagadnienie traktowano możliwie najbardziej monumentalnie. Jeśli chodzi o otoczenie, to drugą linię tamy przecina się świadomie wysoką wieżą przepustu dla ryb. Na terenach otaczających kanał i śluzę zasadzono kilka milionów kwiatów, krzewów i drzew. Na każdym kroku czuje się trud projektantów o względy architektoniczne. Architektura oparta jest na wzorach neoklasycyzmu rosyjskiego.

Ochrona przyrody

Jest wielu tzw. „miłośników przyrody“ — wśród nich wielu architektów i konserwatorów — którzy rozpaczliwie bronią się przeciwko wszelkim inwestycjom w górach. Oczywiście życie jest silniejsze od wszelkich konserwatyzmów, jednakże ludzie ci „bronią drzwi frontowych, wpuszczają złodziei od kuchni“.

Zresztą istota zagadnienia leży nie w tym, czy robić inwestycje na danym terenie, ale jak je robić. Zapory i zbiorniki wodne zawsze mogą podnieść atrakcyjność terenów górskich, nie mówiąc o ich działaniu jako regulatorów gos-

podarki wodnej. Zamek Czorszyński czy Niedzica związane z wielkim zalewem na pewno nic nie tracą, gdy się do tego przyzwyczaimy, a przy pomyślnych warunkach zyskają.

Można być pewnym zresztą, że gdyby to od fanatycznych „miłośników przyrody“ zależało, nie byłoby w swoim czasie udzieliłi pozwolenia na budowę zamku panom na Czorsztynie — więc nie ma czego żałować. Ważne jest tylko, żeby architektura obiektów energetycznych nie zakrzyżała ani gór, ani ich zabytków, a to zależy od projektantów.

Prawdziwym niebezpieczeństwem dla przyrody górskiej nie są inwestycje przemysłowe, ale mroźcza zapobiegliwość wielu indywidualnych ludzi, kierujących się chęcią zysku czy koniecznością. Oni zniszczyli lasy, powodując wypłukiwanie gleby i zmianę klimatu, budują wszędzie, gdzie wolno i nie wolno, i to z takiego materiału jaki uda im się zdobyć. Przy dzisiejszej gęstości zasiedlenia i indywidualnych metodach gospodarki rolnej (zresztą całkowicie nieopłacalnej), Podhale w bardzo niedługim czasie straci resztki cech przyrodznych.

Obecnie, w okresie gwałtownego rozwoju spółdzielczości produkcyjnej i przemysłu oraz wielkich pracochłonnych inwestycji komunikacyjnych i hydrotechnicznych, jest jedyna

okazja uratowania wartości krajobrazowych i klimatycznych Podhala.

Przebudowa gospodarki rolnej na hodowlano-leśną, stworzenie zamkniętych, zelektryfikowanych ośrodków przemysłowych, przyciągnięcie do nich i do innych budowli nadmiaru ludności, to jedyny sposób zachowania resztek regionu od zagłady.

Aby dojść do tego, konieczne jest opracowanie kompleksowego Planu Regionalnego Zagospodarowania Terenów Podgórskich. Opracowanie projektów sieci hydroelektrowni i elektryfikacji nie powinno się odbywać bez „kompleksowego“ opracowania Planu Regionalnego przy udziale powołanych do tego instytucji. Dużo materiału przygotowano, ale obecnie praca ta utknęła; byłoby największą zasługą hydroenergetyków i hydrotechników, żeby ruszyli to zagadnienie przy swoich planach przeobrażenia przyrody.

Nie można mówić o zagadnieniach architektonicznych i krajobrazowych budownictwa wodnego w górach bez zachaczenia o kompleksowe rozwiązanie tematu, bez długofalowego Planu Zagospodarowania Regionu, który się stał własnością ogółu.

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

INŻ. MARIAN CHUDZYŃSKI INŻ. TADEUSZ SUSZCZEWSKI

W sprawie studiów i badań techniczno-ekonomicznych dla gospodarki wodnej przemysłowej

(na bazie ekspertyzy rzrutu i ujęcia wody dla zakładu przemysłowego)

Przy ustalaniu założeń do projektu i opracowywaniu dokumentacji technicznej przeprowadzenie odpowiednich studiów i badań naukowych, tak pod względem technicznych, jak i ekonomicznym, jest jedną z najważniejszych i podstawowych czynności. Problem ten jest szczególnie ważny we wszelkich zagadnieniach gospodarki wodnej¹⁾.

O ile w większości dziedzin działalności inwestycyjnej w gospodarce wodnej mamy do czynienia z wytyczonymi już kierunkami badań i studiów, ujętymi odpowiednimi instrukcjami (lub będącymi w opracowaniu), o tyle w dziale gospodarki wodnej przemysłowej daje się odczuwać zupełny brak nie tylko utorowanych dróg w tym zakresie, ale nawet i ogólnych, wstępnych koncepcji odnośnie zakresu, rodzaju studiów i badań oraz czasu, w jakim powinny być one wykonywane. Od przeprowadzonej bowiem w odpowiednim czasie podbudowy naukowo-badawczej zależy nie tylko celowość zaprojektowanych urządzeń i wytyczenie zasad prawidłowej gospodarki wodnej zakładu, lecz przede wszystkim koszt inwestycji, który odgrywa wielką rolę.

Przemysłowa gospodarka wodna, jak wiemy, stanowi właściwie nową gałąź ogólnej gospodarki wodnej, która ostatnio stale rozwija się w związku z szybką i intensywną rozbudową przemysłu. Brak odpowiedniego doświadczenia w tym zakresie, różnorodność zagadnień z jakimi mamy tu do czynienia oraz znany brak specjalistów nie pozwolił dotychczas na ustalenie wytycznych studiów i badań naukowych dla przemysłowej gospodarki wodnej.

Przed odpowiednimi instytutami, zakładami naukowymi oraz biurami studiów i projektów zarysowuje się zatem zupełnie wyraźnie jedno z pilnych zadań — opracowanie i wydanie odpowiednich instrukcji, normujących zakres i rodzaj badań techniczno-ekonomicznych dla przemysłowej gospodarki wodnej.

* * *

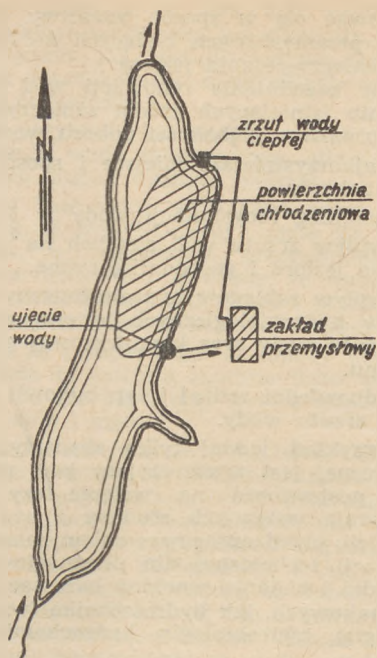
¹⁾ Zagadnieniu roli i potrzeby studiów i prac naukowo-badawczych w gospodarce wodnej poświęcono zeszyt nr 9/52 czasopisma „Gospodarka Wodna“.

Pewnym zilustrowaniem zagadnienia może być przeprowadzona ostatnio, przez powołanych doraźnie rzeczoznawców, ekspertyza, charakteryzująca trudności i rozciągłość problematyki z jaką mamy do czynienia przy planowaniu, opracowywaniu założeń i sporządzaniu dokumentacji technicznej dla gospodarki wodnej przemysłowej, a w szczególności dla ujęcia i rzrutu wody.

Jeden z budujących się zakładów przemysłowych dla potrzeb technologicznych produkcji i dla celów chłodniczych aparatury wymaga znacznego poboru wody, mianowicie zapotrzebowanie to, w zależności od etapu rozwoju zakładu, zawiera się w granicach 1,1 — 1,4 m³/sek (pobór normalny) i 1,7 — 2,1 m³/sek. (pobór maksymalny), przy czym pobór bezzwrotny wynosi w I tapie rozwoju 0,15 m³/sek, w II etapie — 0,25 m³/sek. Dla celów poboru tej ilości wody wykorzystano lokalizację zakładu nad jeziorem, którego powierzchnia wynosi około 7 km².

Wobec tego, że minimalny przepływ przez jezioro (ok. 0,5 m³/sek) nie może zabezpieczyć ciągłego poboru świeżej i o odpowiedniej temperaturze wody, wyłoniło się tym samym zagadnienie chłodzenia wody. Woda po przejściu przez aparaturę zakładu podwyższa swą temperaturę o ok. 10°C.

Ze względów ekonomicznych projekt przewiduje rzrzt wody cieplej do jeziora poniżej ujęcia, z takim wyliczeniem odległości, która miałaby gwarantować dostateczną w tym przypadku powierzchnię chłodzeniową (rys. 1). Wyliczenie to zostało przeprowadzone dwoma sposobami: 1) w oparciu o zalecaną przez literaturę radziecką metodę Bermana dla stawów chłodniczych, która pozwala na określenie wartości potrzebnej aktywnej i rzeczywistej powierzchni chłodzenia wody w jeziorze oraz wartości uzyskanych temperatur chłodzenia przy danej powierzchni we wszystkich miesiącach dla przepływu maksymalnego $Q_{max} = 1,85 \text{ m}^3/\text{sek}$ i maksymalnej temperaturze rzrutowej $t_1 = +35^\circ\text{C}$. Jak wynika z wyliczenia dla miesiąca lipca całkowita powierzchnia aktywna dla powyższego przepływu wynosi około 250 000 m². Uwzględniając współczynnik wykorzystania zbiornika ochładzającego 0,6 otrzymujemy powierzchnię rzeczywistą wystarczającą do ochłodzenia danej masy wody równą w przybliżeniu 400 000 m².



Rys. 1

W rzeczywistości rozporządzamy znacznie większą powierzchnią jeziora, która licząc od przekroju ujęcia do przekroju zrzutu wynosi dla

zbiornika niesprężonego	ok. 800 000 m ²
zbiornika spiętrzonego	ok. 1200 000 m ²

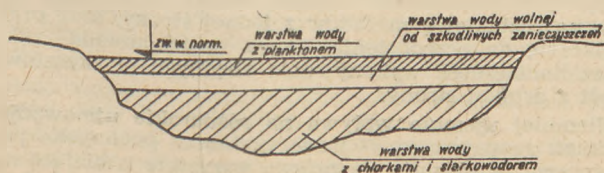
2) Drugie obliczenie daje w wyniku temperatury ochłodzenia uzyskane w kolejnych, zbliżających się do ujęcia przekrojach jeziora w najniekorzystniejszym czasie oraz odległość, przy której wymagany przez zakład gradient temperatury zostaje osiągnięty.

Z powyższego wyliczenia wynika, że w warunkach najniekorzystniejszych, a mianowicie w lipcu przy temperaturze wody + 20°C i temperaturze powietrza + 18°C ochłodzenie wody zrzutowej do pierwotnej temperatury wody w jeziorze, przy założeniu całkowitej recyrkulacji jest niemożliwe. Najniższą temperaturą osiąganą w tych warunkach jest + 22°C. Jednakże, jak wynika z tablicy obliczeniowej, gradient 10°C, wymagany przez proces technologiczny zakładu jest już osiągnięty na odległości ok. 600 — 700 m.

Usytuowanie zrzutu wody przemysłowej w odległości ok. 1200 — 1300 m od ujęcia, gwarantuje w sposób całkowicie dostateczny jej ochłodzenie.

Zagadnienie recyrkulacji wody byłoby dość proste i łatwe do rozwiązania, gdyby nie ujawniły się inne czynniki, powodujące znaczne trudności, niezmiennie ważne zarówno dla gospodarki wodnej zakładu przemysłowego jak też i ze względu na interesy kompleksowo rozważanej gospodarki narodowej regionu.

Przeprowadzone przez specjalistów wstępne badania hydrobiologiczne jeziora wykazały szczególnie niekorzystny układ warunków dla poboru wody. Okazało się bowiem, że na dnie jeziora zalegają warstwy wody z dużą zawartością chlorków i siarkowodoru, w górnej zaś jego warstwie występuje obficie plankton, o grubości w lecie ok. 2 m. Biorąc zatem pod uwagę przeciętną głębokość jeziora — ok. 10 m, wolna warstwa od planktonu chlorków i siarkowodoru może posiadać miąższość ok. 2 m (rys. 2).



Rys. 2

Wobec tego, że plankton, chlorki, a przede wszystkim siarkowodor są szkodliwe dla aparatury chłodniczej zakładu, zaś warstwa wody wolna od zanieczyszczeń posiada wyższą temperaturę od niższych warstw zanieczyszczonych, wyłoniła się zatem w pierwszym rzędzie kwestia głębokości poboru wody, a z nią i inne sprawy towarzyszące, niemniej kłopotliwe.

Woda omawianego jeziora jest zanieczyszczana głównie ściekami z innego, pobliskiego zakładu przemysłowego oraz ściekami pewnej cukrowni. Pierwsze z wymienionych zanieczyszczeń powoduje występowanie dużego stężenia chlorków, przeważnie zalegających w niższych warstwach jeziora, drugie źródło doprowadza z cukrowni do jeziora znaczny ładunek związków organicznych, w postaci zawiesin i roztworów. Chociaż okres czasu dopływu wód ściekowych z cukrowni jest względnie krótki, należy przypuszczać, że procesy rozkładu tych ścieków — na skutek specyficznych warunków jakimi są występujące stale znaczne ilości chlorków — będą przebiegały na bardzo długim odcinku czasu. Wynika z tego, że jeden z najszkodliwszych produktów rozkładu jakim jest siarkowodor może być obecny w wodzie jeziorowej w ciągu znacznej części roku, a nawet w najgorszych okolicznościach można się obawiać, że okres ten będzie trwał od jednej do drugiej kampanii cukrowniczej.

Dlatego też powołani rzeczoznawcy słusznie wysunęli konieczność jak najszybszego zlikwidowania źródeł zanieczyszczeń jeziora, jakimi są ścieki z dwóch wspomnianych wyżej zakładów. Dla cukrowni w grę mogą wchodzić: pełne biologiczne oczyszczenie ścieków z cukrowni lub rozbudowa istniejących urządzeń, ewentualnie budowa kolejnych dużych odstożników, zatrzymujących całkowicie ścieki cukrowni bez odprowadzania ich do odbiornika; ścieki będą podlegały parowaniu, osady zaś mogą być wybierane i wykorzystywane przez okoliczne rolnictwo, zwłaszcza jeśli gleby w tej okolicy są kwaśne. Wówczas bowiem osady pocukrowniane będą pełniły rolę odkwaszającą i w efekcie spowodują neutralizację gleby. Proste te urządzenia mają jednak swoje mankamenty, polegające na tym, że odstożniki zapowietrzają okolicę i wobec tego mogą być lokalizowane tylko w odpowiedniej odległości od osiedli.

Dla drugiego zaś zakładu najbardziej odpowiednie byłoby skierowanie zasolonych ścieków inną drogą, nie wpływającą na pobór wody dla omawianego w niniejszym artykule zakładu.

W przypadku szybkiego zlikwidowania źródeł zanieczyszczeń jeziora zostanie otwarta droga dla renowacji najbardziej zanieczyszczonych dolnych warstw wody jeziora, bardzo szkodliwych dla aparatury zakładu. Dopóki to jednak nie nastąpi, wybór najkorzystniejszych poziomów poboru wody z jeziora jest ściśle uzależniony od możliwości dokładnego ustalenia grubości i głębokości zalegających dzisiaj dolnych warstw z zawartością chlorków i siarkowodorów oraz grubości górnej warstwy planktonowej. Dotychczasowa wstępna analiza hydrobiologiczna nie może dać wyczerpujących wskazań w tym zakresie, dlatego też odpowiednie badania należy wykonać przynajmniej w ciągu jednego roku, tj. w okresie pełnego cyklu obserwacji hydrobiologicznych.

Projekt gospodarki wodnej zakładu przewiduje w przyszłości spiętrzenie jeziora. Należy wówczas oczekiwac podniesienia się do góry wszystkich omawianych wyżej warstw. w pewnej proporcji do projektowanego piętrzenia jeziora, jednak poziomy tych warstw będą zmienne, a więc projekt ujęcia powinien uwzględniać nie tylko zmienność grubości czystej warstwy wody do poboru, ale i zmienność jej poziomu. Na podstawie dotychczasowych analiz hydrobiologicznych i istniejących projektów można przewidzieć zmienność grubości warstwy wody do poboru w granicach ok. 5,5 m, zamiast możliwej obecnie — 2 m.

Jak wspomniano na wstępie, projekt ujęcia wody i jej zrzutu przewiduje wykorzystanie tego jeziora do procesu tzw. recyrkulacji wody, spowodowanego niedostatecznym przepływem jeziora (min. ok. 0,5 m³/sek) w stosunku do koniecznego poboru dla zakładu. Rozpoznanie zatem przebiegu recyrkulacji wody pomiędzy miejscem zrzutu a ujściem na jeziorze powinno być głównym elementem do projektu zrzutu. Brak jednak obecnie dostatecznych danych dla powzięcia odpowiednich ustaleń i decyzji. W tym zagadnieniu właśnie szczególnie drastycznie występuje konieczność przeprowadzenia studiów i badań, których naj-

lepsze wyniki będzie można osiągnąć dopiero na modelu w skali 1:1, tj. po wybudowaniu urządzeń i ich uruchomieniu.

Rozbudowa zakładu w dwu etapach wpływa na rozważania odnośnie zrztu wody, której znaczne ilości w II etapie spowodują recyrkulację nie tylko w suchych latach, ale i w normalnych latach hydrologicznych. Recyrkulacja ta wyniesie:

- w normalnym roku hydrologicznym i przy normalnym poborze wody 0,22 m³/sek,
- przy minimalnych przepływach w jeziorze i przy maksymalnym poborze wody 1,67 m³/sek.

Wielkość 1,67 m³/sek jest prawie równa normalnemu poborowi w II etapie i znacznie niższa od maksymalnego poboru, tj. od 2,1 m³/sek. Dlatego też dotychczas opracowane projekty, chociaż przedstawiają kilka wariantów różniących się pod względem kosztów, oparte są na tej samej zasadzie odprowadzania wody zużytej na taką odległość poniżej ujęcia wody, jaka zabezpieczałaby właściwą powierzchnię chłodzeniową wody, w przypadku pełnej (100%) recyrkulacji i to przy wielkości zrztu wody w II etapie.

Jak widać z rys. 1, zarówno ujęcie jak i zrzt znajdują się na północno-wschodnim brzegu jeziora. Zatem najniekorzystniejsze warunki chłodzenia będą zachodzić przy występowaniu wiatrów z południowego zachodu i z zachodu (przewaga różny wiatrów). Wtedy to ciepłe wody zrztowe będą ciężarowo hamowane w recyrkulacji, albo spychane do brzegu wschodniego wzdłuż którego będą się posuwały wąską strugą, co spowoduje pogorszenie się warunków poboru wody, niedostatecznie, na mniejszej powierzchni jeziora, ochłodzonej. Jednak powołani rzeczoznawcy nie wywołują znacznych obaw w tym kierunku, gdyż dość duża powierzchnia wodna pomiędzy zrztu a ujściem powinna raczej wystarczać dla pożądanego ochłodzenia wody. Chłodzenie to, również w przypadkach przewagi wiatrów zachodnich, wskutek falowania powierzchni jeziora powinno być intensywniejsze. Sytuacja znacznie się poprawi po wykonaniu projektowanego spiętrzenia jeziora.

Podane wyżej w pewnym skrócie wyniki ekspertyzy, przeprowadzonej przez powołanych rzeczoznawców nad założeniami i projektem wstępnym ujęcia i zrztu wody dla jednego z zakładów przemysłowych, przy uwzględnieniu wstępnej analizy hydrobiologicznej jeziora, pozwalają usystematyzować całość problemu w formie następujących punktów:

- Ustalić szkodliwość poszczególnych warstw wody jeziora dla aparatury chłodniczej oraz przewodów doprowadzających i odprowadzających wodę.

- Ustosunkować się w sposób właściwy do istniejących zakładów przemysłowych będących źródłem dotychczasowego zanieczyszczania jeziora.
- Opracować zagadnienie renowacji wód jeziora po zlikwidowaniu istniejących źródeł zanieczyszczeń.
- Ustalić optymalne głębokości poboru wody z jeziora.
- Ustalić najkorzystniejsze miejsce i sposób zrztu wody cieplej z zakładu.
- Ustalić przebieg recyrkulacji wody w jeziorze.
- Zbadać wpływ zrztu wód ciepłych na warunki hydrobiologiczne jeziora i gospodarkę rybną.
- Zbadać wpływ zabiegów hydrotechnicznych na poprawę warunków hydrobiologicznych jeziora, na warunki poboru i zrztu wody oraz kompleksowej gospodarki wodnej regionu.
- Ustalić odpowiedni rodzaj i typ budowli i urządzeń dla poboru i zrztu wody.

Podany przykład jednej tylko ekspertyzy techniczno-hydrobiologicznej jest wystarczający jako poparcie i umożliwianie postawionej na wstępie tezy o konieczności przeprowadzania wstępnych studiów i badań techniczno-ekonomicznych, przed opracowywaniem założeń do projektu i dokumentacji technicznej dla przemysłowej gospodarki wodnej. Studia i badania powinny bazować na takich dyscyplinach naukowych, jak hydrotechnika (wraz z hydrologią i meteorologią), hydrobiologia, hydrochemia, nauki rolnicze itd.

Skład Komisji powołanych rzeczoznawców na omawianym przykładzie dowodzi, że pierwsze kroki i w tym kierunku zrobione zostały właściwie, gdyż udział w Komisji brali przedstawiciele: Dep. Gospodarki Wodnej PKPG, jednej z Wyższych Szkół Rolniczych, Państw. Zakładu Higieny, Biura Projektów opracowującego dokumentację techniczną oraz Przedsiębiorstwa Wykonawczego Robót.

Wskutek braku w resortach przemysłowych komórek dla zagadnień gospodarki wodnej, powoływanie takich czy innych sporadycznych komisji jest życiową koniecznością, nie daje jednak gwarancji rozwiązań i podejmowanych decyzji w zagadnieniach coraz częściej powstających w gospodarce wodnej przemysłowej. Dlatego to zorganizowanie jednej, stałej komórki, pracującej nad rozwiązywaniem zagadnień gospodarki wodnej w przemyśle i mogącej opracować i ustalić program studiów i badań techniczno-ekonomicznych w tym zakresie, wydaje się być sprawą b. ważną i pilną. Komórka taka mogłaby powstać np. w Departamencie Gospodarki Wodnej PKPG lub w mającym powstać Instytucie Gospodarki Wodnej przy PKPG.

INŻ. KAZIMIERZ KARS

Jakim warunkom powinna odpowiadać woda przemysłowa?

Na terenie Polski istnieje cały szereg biur projektowych czy to ściśle specjalnych jak „Biprohut”, „Biprochem”, „Biprowłók” itp., czy też ogólnie przemysłowych, komunalnych, energetycznych itp., które w tym czy innym zakresie zajmują się zagadnieniami zaopatrzenia w wodę poszczególnych zakładów przemysłowych.

Problem ten jest niezmiernie ważny w całokształcie gospodarki przemysłowej szczególnie, gdy woda stanowi jeden ze składników surowcowych produkcji. Niemniej ważny jest sposób zaopatrzenia w wodę zakładów przemysłowych dla celów chłodzenia zarówno agregatów, jak i wytwarzanych produktów, dlatego że od jakości wody chłodniczej zależy nie tylko bezpieczeństwo tych czy innych urządzeń, ale również i sama produkcja.

Do tej pory sprawa jakości wody przemysłowej nie była omawiana szczegółowo w żadnym piśmie fachowym, a także nie mamy żadnych obowiązujących przepisów i norm wody przemysłowej; jedynie w artykule inż. L. Skibniewskiego w nr 3/51 „Gospodarki Wodnej” znajdują się najbardziej ogólnikowe dane dotyczące tych zagadnień. Nie są one jednak wyczerpujące i wystarczające dla projektanta, gdyż nie precyzują absolutnie żadnych norm dopuszczalnych ilości poszczególnych szkodliwych składników, mogą natomiast wprowadzić pewne nieporozumienia w poję-

ciach projektantów, przez użycie w normie słów „mało”, „średnio” itp.

Większość projektantów korzysta w miarę możliwości z dostępnych im źródeł radzieckich. Ponieważ jednak normy te nie są obowiązujące, oraz ponieważ istnieje pewna dowolność w wyborze norm, gdyż podane są one w pewnych granicach, przeto poszczególni projektanci stosują często do tych samych zagadnień raz najniższe, to znów najwyższe wskaźniki.

Problem ten nabiera również na ostrości ze względu na to, że poszczególni projektanci nie wyspecjalizowani we wszystkich zagadnieniach technologicznych, stosują dla pełnego bezpieczeństwa najwyższe normy jakości wody, powodując tym konieczność wydatkowania znacznych nieraz sum na rozbudowę zakładów z jednej strony, oraz przyczyniając się do przedłużenia czasu uruchomienia zakładu, przez konieczność wykonywania zbędnych i kosztownych robót z drugiej strony.

Niemniej ujemnie wpływa na różnorakie ujmowanie zagadnień zaopatrzenia w wodę zakładów przemysłowych to, że sprawą tą zajmują się prawie wszystkie istniejące na terenie Polski biura projektowe. Zagadnienie to już było wielokrotnie poruszane na łamach „Gospodarki Wodnej” (ar-

tykuły tegoż autora w nr 1/52, 3/52, 12/52), jednak jak dotychczas żadnego oddźwięku nie uzyskały.

Dla zobrazowania, jak ujemnie wpływa na sposób projektowania brak jakichkolwiek konkretnych norm, omówimy tę sprawę na przykładzie.

Weźmy na przykład przeciętny zakład metalurgiczny, który potrzebuje wodę przemysłową dla celów chłodniczych i innych mniej ważnych potrzeb.

Założmy, że ilość wody wymagana przez zakład wynosi około 180 l/sek. Z tego $\frac{3}{4}$ ma być użyte dla celów chłodzenia agregatów, a mianowicie prostowników rtęciowych i kompresorów tłokowych. Założmy, że woda powinna być pobierana z rzeki, której najmniejsze przepływy z dużą nadwyżką pokrywają pełne zapotrzebowanie zakładu.

Przyjmijmy, że przeprowadzone analizy wody z rzeki wykazały, że woda ta zawiera znaczne ilości zawiesin, dajmy na to od 100 do 200 mg/l, oraz pewną stosunkowo znaczną ilość żelaza (około 1 mg/l).

Gdy projektant nie interesuje się bliżej stroną technologiczną produkcji, oraz gdy, prawdopodobnie na skutek żądania inwestora, aby dostawa wody była ciągła i nieprzerwana oraz nie niszczyła urządzeń, przyjmie najwyższe normy jakości wody, a w szczególności najmniejszą ilość zawiesin w jednym litrze dostarczonej wody, oraz nie wchodząc w szczególności analizy stwierdzi, że wobec istnienia w wodzie żelaza w ilości szkodliwej dla armatury, należy wodę odżelaziać, w konsekwencji będzie musiał zaprojektować takie urządzenia zaopatrzenia w wodę zakładu oraz taki sposób jej preparowania, że przyczyni się do wydatkowania bardzo znacznych kwot na ich wykonanie bez słusznego uzasadnienia.

Jeśli do tych zagadnień podejść bardziej krytycznie i ze znajomością technologii produkcji, to okaże się, że wobec tego iż chłodzenie prostowników i kompresorów odbywa się systemem rurowym, a nie skrzynkowym, że taka aparatura rurowa nie jest kosztowna, a wobec tego że jest łatwo wymienialna, można dopuścić jej wymianę co pewien okres czasu.

W związku z tym należy oczyścić wodę z zawiesin tylko do wysokości ekonomicznie uzasadnionej.

Zbadawszy zaś skrupulatnie wszystkie analizy można dojść do przekonania, że nie woda zawiera szkodliwą ilość żelaza, a zawiesiny, wobec czego należy zredukować je do nieszkodliwej ilości przez zatrzymanie ich w osadniku otwartym. Jeśliby zaś pewna część ich nie została zatrzymana, to należałoby wówczas wykonać filtry ciśnieniowe, ewentualnie z pewnym stopniem odżelaziania.

W taki sposób ujmując to zagadnienie można gwarantować, że woda dostarczona na zakład zadość uczyni wymaganiom inwestora, a jednocześnie kosztować będzie kilkakrotnie taniej. (W podanym przykładzie koszt budowy wyniesie 4 mln. zł, zamiast pierwotnie przewidzianego w wysokości 12 mln. zł).

Na tym jednym niewielkim przykładzie można stwierdzić jak bardzo odczuwa się brak konkretnych norm jakości wody i wytycznych do ich stosowania, oraz jakie ujemne skutki w sensie znacznych, niepotrzebnych wydatków powoduje ich brak. Kosztem tych zbędnych wydatków można by było wykonać niejedną nową budowlę.

Tak wyglądają te sprawy w przypadku przecenienia potrzeb jakości wody. W przypadku odwrotnym, tj. gdy projektant nie docenia ważności dostarczania dla poszczególnych procesów produkcyjnych wody czystej, przyczynia się gospodarce narodowej niemniej wielkie straty, nie tylko w stopniu zniszczenia wytwarzanych produktów, ale co gorsza w zniszczeniu poszczególnych agregatów.

Weźmy na przykład sprawę chłodzenia pieców martenowskich. Dostarczenie wody brudnej, albo o znacznej ilości zawiesin może spowodować zatkanie rurek chłodzących, a w konsekwencji przerwanie dostawy wody i unieruchomienie pieca, oraz zniszczenie cennego surowca.

W przemyśle włókienniczym np. dostarczenie wody tylko o 10 twardszej powoduje zwiększenie nakładów na mydło, farby, sodę itp. do wielu setek tysięcy złotych w ciągu roku.

Reasumując — niedoceniać jak i przeceniać potrzeb jakości wody jest szkodliwe.

Uniknąć tego można przez opracowanie jasnych i sprecyzowanych norm i wytycznych do ich stosowania.

Dla wody gospodarczo-pitnej takie normy już od dawna istnieją. Nic więc nie powinno stać na przeszkodzie do opar-

cowania norm i dla wody przemysłowej, zarówno produkcyjnej jak i chłodniczej.

W obecnej chwili poszczególne biura projektowe czy instytucje fachowe czynią we własnym zakresie starania o ujednolicenie i ustalenie norm jakości wody wyłącznie tylko dla procesów technologicznych tych czy innych produkcji. Natomiast ogólnych norm jakości wody przemysłowej jako surowca, a w szczególności norm jakości wody do chłodzenia agregatów, lub wytwarzanych produktów, w ogóle żadna instytucja nie posiada.

W związku z powyższym wydaje się być celowe poddać nie tej sprawie rozważaniom ogółu zainteresowanych, w wyniku których może uda się sprecyzować zupełnie konkretne i jednolite normy jakości wody oraz wytyczne do ich stosowania w poszczególnych przypadkach.

W tym celu załącza się schemat norm, który może posłużyć jako podstawa do opracowania przyszłych norm jakości wody stosowanej w przemyśle.

Normy jakości wody przemysłowej, chłodniczej i produkcyjnej

A. Woda chłodnicza

1. Woda chłodnicza dla całego przemysłu

- a) dopuszczalna zawartość żelaza w wodzie przy chłodzeniu systemem rurowym 0,3 mg/l
- dopuszczalna zawartość żelaza w wodzie przy chłodzeniu systemem skrzynkowym 0,1 mg/l
- dopuszczalna zawartość żelaza w wodzie przy chłodzeniu systemem specjalnym 0,05 mg/l
- b) dopuszczalna ilość zawiesin w wodzie (mg/l)

Przy chłodzeniu systemem	Normalnie	W czasie powodzi
zwykłym rurowym	100	200
skrzynkowym	50	100
specjalnym	30	60
	15	30 *)

*) w założeniu, że stany powodziowe nie trwają dłużej niż 7 dni.

- c) dopuszczalna zawartość siarki — $H_2S = 0$.
- d)

Zawartość CO_2 mg	Dopuszczalna twardość w zależności od temperatury wody w^0					
	20°	30°	40°	50°	60°	70°
10	9,1	8,3	7,6	6,9	6,4	5,8
20	11,5	10,4	9,5	8,7	8,0	7,3
40	14,5	13,2	12,0	11,0	10,1	9,1
60	16,6	15,4	13,7	12,6	11,6	10,5
80	18,3	16,6	15,1	13,8	12,8	11,5
100	19,7	17,9	16,3	14,9	13,8	12,4

- e) dopuszczalna zawartość gipsu $CaSO_4$ w zależności od ogólnej ilości sulfatów

Przy zawartości sulfatów	— max. $CaSO_4$
1000 mg	1800 mg
2000 "	1600 "
3000 "	1500 "
4000 "	1500 "

2. Woda chłodnicza dla przemysłu hutniczego

a) oczyszczanie i chłodzenie gazu wielkopiecowego

1. Do skrubarów (płuczek) doprowadza się wodę z zamkniętego obiegu po oczyszczeniu na osadnikach Dorra i po ochłodzeniu na chłodni kominowej. Jedynym wymaganiem dla tej wody jest stałe utrzymanie równej zawartości soli; w związku z czym należy przeznaczyć 10 — 12% do wymiany na wodę czystą doprowadzaną spoza obiegu zamkniętego.
2. Do dalszego oczyszczania gazu, tj. do dezintegratorów doprowadza się wodę uzupełniającą, której nie stawia się żadnych specjalnych wymagań, poza temperaturą, która nie powinna przekraczać 15° C, oraz zawartością żelaza = 0,3 mg/l i CaSO₄ stosownie do p. e. 1.

b) chłodzenie koksu (gaszenie)

woda może być użyta dowolnie, pomimo że duże zawartości soli w wodzie chłodzącej nadają koksovi błady i brudny kolor, jednak na wartość koksu nie wpływają.

c) wielkie piece

1. chłodzenie właściwych wielkich pieców może się odbywać tylko wodą czystą, której jakość odpowiada wodzie pitnej, przy czym dla uniknięcia zbyt dużej koncentracji soli, woda z obiegu powinna być odświeżana nieprzerwanie w ilości około 2% całej pojemności znajdującej się w obiegu.
2. Do granulacji żużla używana woda może być dowolnej jakości.
3. Do chłodzenia żeliwa w maszynach rozlewniczych używana woda nie powinna zawierać żadnych domieszek mechanicznych.
4. Woda używana do chłodzenia pozostałych elementów wielkich pieców może być dowolnej jakości.

W odniesieniu do wszystkich wyżej wymienionych 4 punktów temperatura powinna być w granicach od 7 do 15° C.

d) anglo merownia (spiekalnia)

1. do chłodzenia rudy używana woda może być dowolnej jakości.
2. Do chłodzenia łóżysk woda nie może zawierać żadnych domieszek mechanicznych, czyli o zawartości zawiesin = 0,05 mg/l, ogólnie biorąc powinna odpowiadać jakości wody pitnej.

e) stalownia

1. Bessemerowski Tomassowski sposób wyrobu stali wymaga niewielkich ilości wody, której jakość powinna odpowiadać wodzie pitnej.
2. Martenowski sposób wyrobu — wymaga wody czystej, odpowiadającej wodzie pitnej, ze szczególnym uwzględnieniem, aby zawartość zawiesin nie przekraczała w żadnym przypadku 0,05 mg/l, a to ze względu na specyficzne warunki chłodzenia pieców przy pomocy tzw. urządzenia kesonowego, które w przypadku zatkania się powoduje zniszczenie kesonu i natychmiastowe unieruchomienie pieca.

f) walcownia

1. piece walcownicze wymagają dla chłodzenia takiej samej jakości wody jak piece Martenowskie.
2. Zgniatacze — walce chłodzenie części maszyn może się odbywać wodą zupełnie czystą (= pitnej), przy zawartości

zawiesin nie większej jak 0,05 mg/l, minimalnej zawartości roztworów soli, a w szczególności stałej i chwilowej twardości oraz temperatury do 40° C.

3. Woda chłodnicza dla przemysłu maszynowego, dla zakładów aluminiowych, metali kolorowych itp. powinna odpowiadać normom podanym dla przemysłu hutniczego.

B. Woda produkcyjna

4. Przemysł papierniczy

Lp.	Jakość wody	Produkcja masy celulozowej		Produkcja papierów	
		niebiel.	bielona	mniej szlachetnych	białych i spec.
1	Zawiesiny mg/l	5	5	25	5
2	pH	6,7—7,3	7,0	6,7—7,3	7,0
3	Przejrzystość nie mniej niż cm	40	80	50	100
4	Pozostałość po odparowaniu mg/l	200	80	200	80
5	Cl mg/l	0,8	0,3	0,8	0,3
6	Substancji mineralnych mg/l	150	75	150	75
7	Twardość N°	10—12	8—10	8—10	8—16
8	Utlenialność mg KMnO ₄ /l	20	10	20	10
9	Fe mg/l	0,2	0,03	0,05	0,03
10	Mn mg/l	0,1	0,015	0,05	0,015
11	CO ₂ mg/l	25	25	10	10
12	O ₂ mg/l	6	6	8	8
13	Barwa	15—30	15—30	15—30	15—30

5. Przemysł włókienniczy

Jakość	Bawełna	Włókna lękowe		Jedwab naturalny	Wł. na	Sztuczne włókna
	warzenie, bielnie, barwienie, drukowanie	moczenie słomy liniowej	warzenie, bielnie, barwienie, pranie, płukanie	bielenie, barwienie, pranie, płukanie	pranie, barwienie, płukanie	
temp. °C	10	10	10	10	10	
oH	7,1—8,2	7,0—8,0	7,1—8,2	7,0—8,1	5,0—7,5	
twardość N°	1	20	0,5—1	1	0,5—1	0,5—1,5
przejrzystość cm	50	30	30	płuk. 15	30	2
barwa	10	10	10	10	10	—
Fe mg/l	0,1	4	0,1	0,1	0,1	0,03
Ma mg/l	0	0,2	0,03	0,03	0,03	
O ₂ mg/l	10	10	10	10	10	2
Zasadowość						0,5—5

Normy powyższe nie obejmują wszystkich zagadnień, wszystkich przemysłów, rodzajów i sposobów użycia wody, dlatego też zrozumiałe jest, że powinny one stać się punktem wyjściowym dla szczegółowego przedyskutowania przez zainteresowanych, opracowania ostatecznych norm obowiązujących wszystkich i spowodowania ich zatwierdzenia przez odpowiednie władze zwierzchnie.

INŻ. WŁODZIMIERZ SKORASZEWSKI

Możliwości budowy obiektów inżynierskich pod dnem rzek i zbiorników wodnych bez użycia powietrza sprężonego

Grunt nawodniony przysparza wykonawcom wiele kłopotów tym większych, im głębiej trzeba zejść pod zwierciadło wody gruntowej oraz im drobniejsze napotyka się uziarnienie. Do metod najbardziej popularnych stosowanych w takich przypadkach należy zaliczyć pracę w komorach zamkniętych szczelnie, w których panuje ciśnienie nieco większe od hydrostatycznego, charakterystycznego dla danego zagłębienia w wodonoścu.

Ciśnienie powietrza w kesonach pionowych lub poziomych mogłoby wzrastać nieograniczenie, gdyby nie konieczność obecności w nich ludzi. Praca w powietrzu o nadciśnieniu już trzech atmosfer staje się bardzo kosztowna i uciążliwa, a cztery atmosfery stanowią kres możliwości ludzkich w ogóle.

Powstaje zatem pytanie jaką wybrać metodę wykonawczą, gdy wyrobisko nasze przebiega w gruntach ziarnistych, szczególnie pod dnem wielkich rzek, mórz lub jezior i na głębokościach, w których ciśnienie przekracza granice ludzkiej wytrzymałości.

Już od kilku lat prowadzone są badania ruchu wód w płaskach, zalegających pod dnem Wisły, na głębokościach od kilku do pięćdziesięciu metrów pod dnem rzeki. Badania te mają na celu ustalenie nowych metod ujęcia wody bezpośrednio z piasków dennych. Aby uzyskać współczynniki, charakteryzujące zdolności filtracyjne tych piasków, wiercimy w dnie koryta Wisły studnie i prowadzimy pompowania próbne o dużej wydajności, dochodzące do 250 m³/h z jednego otworu.

Pompowania i wiercenia są dokonywane z promów pływających na rzece. Pompy stosujemy odśrodkowe, o napędzie elektrycznym. Prąd pobieramy z elektrowni polowych, zmontowanych na promach obok pomp. Pomiar wody odbywa się za pomocą wodomierzy. Każda studnia główna, z której pompowano wodę, posiada 8 do 10 otworów obserwacyjnych, rozrzuconych w kształcie krzyża. Przecięcie ramion krzyża przypada na oś studni. Jeden z otworów obserwacyjnych jest zawsze umieszczany tuż przy studni głównej, w celu ustalania możliwie dokładnie oporów wejściowych na filtrze. Wierzchy filtrów w otworach obserwacyjnych umieszczamy w ten sposób, aby znalazły się na jednym poziomie z filtrem studni, z której odbywa się pompowanie. Końce rur obserwacyjnych wystają zawsze nad poziom zwierciadła wody w rzece i są nadbudowywane przy podnoszeniu się stanów na Wiśle. Pomiary ruchów lusta wody tak w otworach obserwacyjnych, jak i studziennych przeprowadzamy dwa razy dziennie. Ruch pomp jest ciągły, a wydajność utrzymywana stale na jednym poziomie.

Poziomy wody w otworach obserwacyjnych ustaliły się w czasie pompowania poniżej zwierciadła wody w rzece. Mianowicie w czasie pompowań kilkutygodniowych ciągłych z wydajnością ok. 200 m³/h poziom wody w otworze przy studni opuścił się ok. 2,50 m poniżej poziomu wody w rzece, zaś w odległości 25 — 30 m od osi studni głównej równał się już rzecznemu.

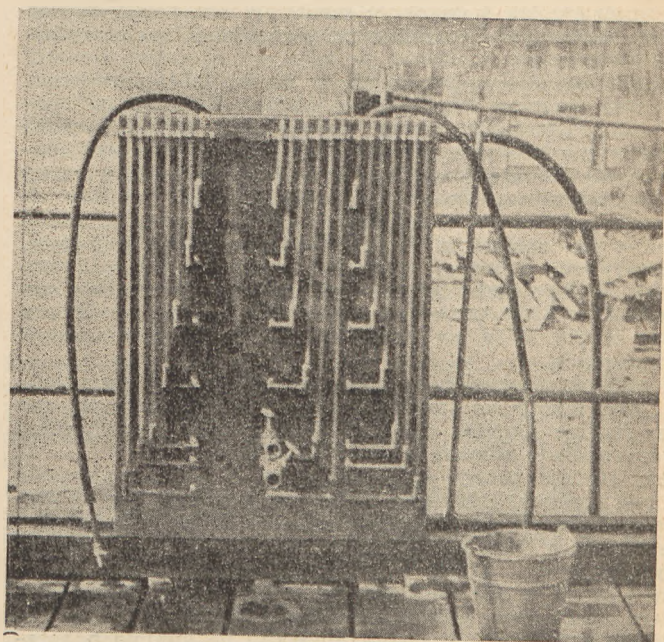
Próby uchwycenia tego zjawiska we wzory matematyczne nie dały na razie poprawnego rezultatu. Zależność ciśnienia wody w piaskach dennych od współczynnika filtracji K jest tutaj znacznie więcej skomplikowana, niż to ma miejsce w przypadkach zwykłych wodonośców gruntowych, z wolnym zwierciadłem wody lub z wodą będącą pod ciśnieniem. Studnia odpompowywana czerpie wodę dwóch rodzajów. Z jednej strony jest to woda gruntowa, płynąca w piaskach dennych w kierunku i ze spadkiem rzeki, z drugiej — woda rzeczna, infiltrująca do złoża w coraz większej ilości, w miarę spadku, w nim ciśnienia. Zależnie od intensywności pompowania udział wody infiltrowanej jest coraz większy i dochodził w naszym przypadku do ok. 70 — 80%. Wynikało to z obserwowanych zmian temperatury wody pompowanej. Stosunku ścisłego ustalić się nie udało z powodów:

- bardzo zbliżonego chemicznie składu obu rodzajów wód,
- reakcji chemicznych, zachodzących na skutek infiltracji do złoża, prawie pozbawionego tlenu wolnego, wody rzecznej, nasyconej tlenem całkowicie lub nawet przesyconej*).

Stosunki pomiędzy wydajnością studni, depresją i ciśnieniem w poszczególnych punktach wodonośca nie odpowiadają w naszym przypadku żadnej z istniejących formuł klasycznych. Wyniki naszych badań wymagają jeszcze opracowania pod względem analityczno-matematycznym. W każdym razie ustaliliśmy ponad wszelką wątpliwość, że pompując z warstwy gruntu ziarnistej, znajdującej się pod wodą płynącą lub stojącą, możemy obniżyć w niej ciśnienie do poziomu atmosferycznego, prawie niezależnie od zagłębienia pod wolną powierzchnią wody otwartej. Depresja w takim przypadku ma charakter dynamiczny, tj. nie ma tu żadnej mowy o opróżnionym z wody leju depresyjnym.

Obniżenie zwierciadła wody w studni pompowanej wynosiło ok. 6 m od poziomu wody w rzece. Powracało ono do równowagi z lustrem wody płynącej w ciągu około jednej minuty od chwili zatrzymania pomp. Tym właśnie różni się zasadniczo nasz przypadek od zwykłych studni wierconych z powierzchni ziemi.

Dążąc do możliwie dokładnego zbadania zaobserwowanego zjawiska, zbudowaliśmy model złoża, na którym można badać rozwój depresji dynamicznej i wydajności studzien tak poziomych, jak i pionowych. Rys. 1 przedstawia fotografię modelu podczas badań w naszej pracowni rys. 2 schemat modelu. Na modelu tym przeprowadziliśmy dzie-

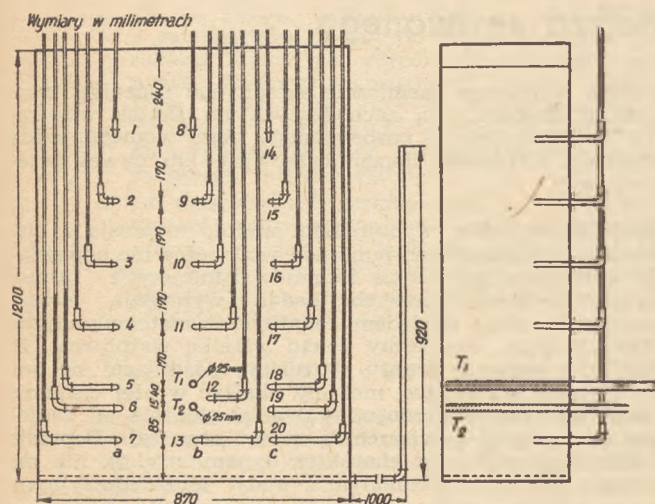


Rys. 1. Widok ogólny modelu złoża. Widoczne jest 20 piezometrów i lewary obu studzien depresyjnych. Dwa zawory widoczne u dołu (są to modele śluz tunelowych).

*) Bardzo ciekawe zjawiska chemiczne, zachodzące w złożu dennym pod wpływem infiltracji wody rzecznej, przesyconej tlenem, były przedmiotem długotrwałych, szczegółowych badań specjalnych. Przebieg tych studiów i wyniki podamy do wiadomości publicznej, po ich ostatecznym opracowaniu.

- opóźnienia wahań temperatury wody w złożu w stosunku do rzecznej,

siatki badań, mających na celu rozwiązanie zagadnienia wpływu rozstawienia studzien podwodnych na ich wydatek i rozkład ciśnień w złożu filtra naturalnego. Wyniki jednej serii badań podajemy na rys. 3.



Rys. 2. Model do badania wydajności filtrów poziomych. T_1 i T_2 — filtry poziome, odpowiedniki tuneli w rzeczywistości. 1—2—3... 20 — piezometry. Wymiary w mm.

Filtr próbny jest to skrzynia stalowa, zaopatrzona w 20 piezometrów, których dolne wyloty są umieszczone w środku złoża. Studnie pompowane mają wymiar wewnętrzny $\varnothing$ — 15 mm i były sporządzone z rur stalowych wodociągowych. Filtry mają średnicę zewnętrzną ok. $\varnothing$ = 30 mm i długość ok. 220 mm każdy. Pompowanie odbywa się za pomocą lewarowania. Obniżając lub podnosząc wyloty lewarów, zaopatrzonych w kurki, zmieniamy zarówno wydajność studzien, jak i wysokość ssania. W ten prosty sposób możemy otrzymywać wszelkie pożądane kombinacje wydajności i ssania.

Studnie obsadzamy swobodnie w piasku złoża i zmieniamy łatwo zarówno ich rozstaw, jak i zagłębienie pod powierzchnią. Możemy w ten sposób otrzymywać wyniki właściwe dla studzien pełnych (czasami nazywanych doskonałymi) lub częściowych, nie dochodzących do warstwy nieprzepuszczalnej. Pomiar wydatku studzien odbywa się za pomocą naczynia, wyskalowanego na wadze, a pomiar czasu — chronometrem. Poziom wody na filtrze jest stały, utrzymywany w jednej wysokości przez przelew. U dołu modelu w jego płaszczyźnie symetrii bieżą przez całą szerokość dwa filtry poziome, umieszczone jeden nad drugim. Filtry te posiadają na zewnątrz modelu zwykłe wentyle wodociągowe.

W naszym przypadku będziemy rozpatrywali filtry poziome, jako wyrobisko tunelu w piaskach podziemnych, zaś obie studnie boczne, jako mechanizm do wywoływania zmian rozkładu ciśnień w złożu filtracyjnym.

Gdy studnie boczne były nieczynne, a złożo znajdowało się pod pełnym ciśnieniem wody o ustalonym poziomie, otwarcie wentyla na wylocie filtru poziomego, odpowiadające służąc w tunelu poziomym, powodowało energiczny przypływ wody. Tunel w tym przypadku był pod ciśnieniem i praca w nim mogłaby się odbywać tylko pod działaniem sprężonego powietrza. Obraz zmienia się zupełnie z chwilą uruchomienia pomp (lewarów) na studniach bocznych S_1 i S_2 . Ciśnienie hydrostatyczne w okolicy wyrobiska tunelowego spada znacznie w każdym przypadku, tj. niezależnie od wydatku studzien lub ich rozstawienia w stosunku do osi tunelu. Jednakże można tak dobrać oba te czynniki, że na przodku tunelu ciśnienie spadnie do poziomu atmosferycznego, czyli można będzie pracować w kesonie bez sprężonego powietrza w ogóle. Ten przypadek mamy pokazany na wykresie (rys. 3), obrazującym wyniki, osiągnięte podczas jednej serii badań.

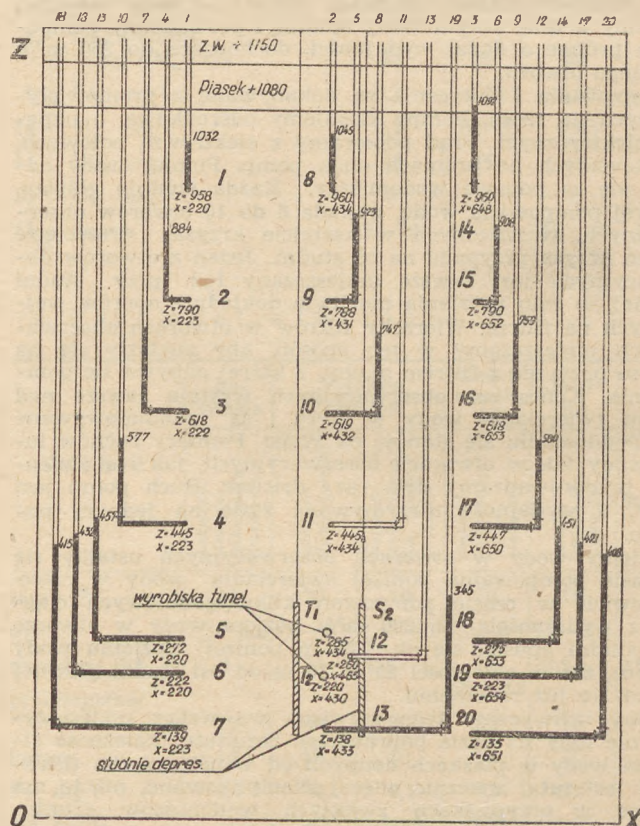
Należy podkreślić, że badania nasze były prowadzone w innym celu i metoda tu podana, w formie nader ogólnej, jest niejako ich ubocznym produktem. Jednakże ustaliliśmy powyżej wszelkich wątpliwości podczas pompowań w ma-

kroskali ze studni, wywierconej pod wodą w środku koryta Wisły i posiadającej filtr $\varnothing$ 400 mm, o długości 8 m, iż ciśnienie w piaskach podwodnych można obniżać w bardzo szerokich granicach.

Doświadczenia na modelu wykazały, że może ono być doprowadzone w okolicach przodka do poziomu atmosferycznego i to tak nad — jak i pod kesonem, co widzimy na piezometrach (rys. 3). Uzyskanie takiego skutku jest praktycznie możliwe, a zależy tylko od rozstawu studzien, wielkości filtrów i wydajności pomp. Inaczej mówiąc, jest to zagadnienie tylko ilościowe, przy tym niezbyt trudne do osiągnięcia. Wynika stąd, że można budować tunele pod rzekami lub innymi wodami otwartymi, w gruntach zupełnie przepuszczalnych i na dowolnej głębokości, bez pracy w atmosferze sprężonego powietrza.

Metody ściślejszego obliczania urządzeń tego rodzaju jeszcze nie opracowaliśmy, wymagałoby to wielu badań dodatkowych. Jednakże przy budowie tuneli sprawa ta nie odgrywa większej roli, ponieważ pracując z depresją dynamiczną, musimy zastosować trzy- i czterokrotnie więcej pomp, niż tego wymaga wydajność wodonośca. Pompy te poza tym muszą być zasilane energią z kilku źródeł niezależnych, gdyż wzrost ciśnienia po zatrzymaniu pompowania jest bardzo szybki, a do zalania wyrobiska dopuszczać nie wolno.

Obliczenie instalacji, potrzebnej do celów praktycznych, jest w tym stanie rzeczy już dziś możliwe, a wyniki praktyczne pozwolą na wprowadzenie współczynników usprawniających. Oczywiście mogą tu mieć zastosowanie tylko pompy zatapiane z silnikiem i to konstrukcji gwarantującej minimum awarii.



Rys. 3. Przypadek zaniku ciśnienia hydrostatycznego w okolicy wyrobiska tunelowego podczas badań na modelu złoża. Cyframi od 1 do 20 oznaczono piezometry; Cyfry u początków piezometrów oznaczają współrzędne osi rurek piezometrycznych u wejścia w ścianie modelu — podane w milimetrach w odniesieniu do układu xoz. Cyfry umieszczone na wierzchu zaciemnionych rurek piezometrycznych oznaczają rzędne w mm ustalonego poziomu wody w rurkach w czasie pompowania. Rzędne są odniesione również do układu xoz. Piezometry nr 11 i nr 12 były w czasie doświadczenia tej serii puste tj. nie wykazywały żadnego ciśnienia hydrostatycznego ani hydrodynamicznego.

Sposób przez nas opisany nadaje się również do wykonywania innych obiektów podziemnych w gruntach obficie nawodnionych, wszelkich niemal granulacji. Oczywiście im ziarno będzie drobniejsze, tym dłużej trwać musi pompowanie. Jednakże nawet w najgorszym przypadku możemy uzyskać znaczne przyspieszenie wyników, stosując metody elektryczne pobudzania filtracji.

Sprawy tu poruszone mają dość rozległe znaczenie aktualne. Budujemy dużo obiektów fundowanych głęboko. Na czoło tych budowli wysuwa się Metro Warszawskie, budowane w gruntach wyjątkowo trudnych do opanowania pod

względem hydrogeologicznym. Wyniki, które osiągnęliśmy dość przypadkowo, pozwalają na wyciągnięcie wniosku, iż w wielu takich przypadkach, jak np. przejścia tunelu pod Wisłą, możemy sobie poradzić dość łatwo i przy pomocy urządzeń tanich, produkowanych w kraju.

Rzeczoznawcy radzieccy, pracujący przy budowie Metra Warszawskiego, odwiedzili nasze laboratorium polowe i byli obecni podczas serii badań ruchów depresji dynamicznej na modelu. Wyrazili oni opinię, pokrywającą się zupełnie z naszymi wnioskami, ustalonymi w toku tej pracy.

INŻ. TEODOR SZAMIN

Zakład Żelbetnictwa Politechniki Gdańskiej

Zapobieganie uszkodzeniom betonów budowli wodnych*)

Beton znajduje szerokie zastosowanie w budownictwie wodnym ze względu na swoje zalety, jak możliwość mechanizacji robót, a więc zwiększenie ich tempa, łatwość nadawania budowli potrzebnego kształtu, mały koszt robót ze względu na możliwość wykorzystania materiałów miejscowych itp. Poza tym wytrzymałość betonu w odróżnieniu od innych materiałów z biegiem czasu zwiększa się.

Budowle wodne narażone są na działanie szeregu czynników natury mechanicznej, fizycznej i chemicznej, które można podzielić na: podstawowe, okresowe i katastrofalne. Do czynników podstawowych należą: procesy fizyczno-chemiczne w betonie, wpływy atmosferyczne, agresywność i filtracja wody, ciężar własny, ciśnienie wody i lodu, parcie wiatru i działanie rumowiska. Do czynników okresowych zalicza się: działanie wody i lodu przy zmianach poziomów, parcie wiatru o znacznej sile, obciążenie użytkowe oraz obciążenia w czasie budowy i remontów. Działanie wody i lodu przy najwyższych poziomach, huragany itp. należą do czynników katastrofalnych.

Działanie wymienionych czynników, w ciągu długich lat istnienia budowli wodnych, prowadzi nieraz do uszkodzeń, które wymagają skomplikowanych i kosztownych napraw. Uszkodzenia te nieraz przybierają rozmiary i charakter wręcz zagrażający istnieniu obiektów.

Akcja zapobiegania uszkodzeniom budowli wodnych zasługuje na specjalną uwagę ze względu na podstawowe znaczenie tych obiektów, duże koszty i ilości materiałów inwestowanych oraz trudności napraw. Temat ten jest szczególnie ważny w obecnym okresie, poprzedzającym realizację wspaniałych planów gospodarki wodnej w Polsce Ludowej.

Uszkodzenia występujące w betonowych budowlach wodnych można podzielić pod względem rodzajów i przyczyn uszkodzeń, a mianowicie:

- 1) zużycie powierzchniowe na skutek działania wody i rumowiska,
- 2) uszkodzenia powierzchni budowli spowodowane uderzeniami przedmiotów pływających, statków, działaniem lodu,
- 3) uszkodzenia powierzchniowe spowodowane zmianami temperatury i wilgoci,
- 4) rysy powierzchniowe, wgłęb i przelotowe spowodowane działaniem skurczu betonu oraz różnicą temperatury wewnętrznej i zewnętrznej,
- 5) zmiana struktury materiału na skutek korozji powierzchniowej oraz korozji wgłębnej pod wpływem agresywnego działania wody filtracyjnej,
- 6) rysy wgłębne spowodowane przeciążeniem konstrukcji lub odkształceniem podłoża.

Poza wspomnianymi uszkodzeniami występują nieraz braki wywołane nieodpowiednim rodzajem transportu betonu na budowie, wadami wykonania przerw roboczych, szpar dyfuzyjnych itp.

Na tle tego podziału należy podkreślić wzajemną zależność różnych rodzajów uszkodzeń: uszkodzenia powierzch-

niowe przyspieszają rozwój uszkodzeń wgłębnych, lokalne uszkodzenia, a szczególnie miejsca o nieodpowiedniej strukturze betonu są przeważnie ogniskami uszkodzeń erozyjnych (1, 2, 3) i korozyjnych (5).

Do głównych przyczyn uszkodzeń betonów można zaliczyć:

- A. wpływy atmosferyczne (3),
- B. skurcz betonu oraz różnicę temperatury wewnętrznej i zewnętrznej (4),
- C. działanie apresyjne wody filtracyjnej (5).

Konieczność sprecyzowania sposobów zabezpieczenia przed uszkodzeniami wymaga uprzedniego przeprowadzenia analizy procesów powstawania szkód, wyjaśnienia okoliczności towarzyszących, na tle których można będzie ustalić ogólne wytyczne postępowania dla każdej z grup A, B, C.

A. Uszkodzeniom spowodowanym okresowym zamrażaniem wody w porach betonu można zapobiec przez stosowanie betonu o dostatecznej szczelności lub też przez zmianę charakteru porowatości. Pory w betonie są pozostałością po wodzie nie wykorzystanej w procesie hydratacji cementu, a więc są skutkiem doprowadzenia nadmiernej ilości wody. Nadmiar wody jest konieczny w celu uzyskania dostatecznej urabialności. Ilość porów może być więc zmniejszona przez ograniczenie ilości wody przy zapewnieniu potrzebnej urabialności, jak np. przez zastosowanie odpowiednich domieszek. Zmianę porowatości można uzyskać przez odpowiedzenie powierzchni betonu i przez stosowanie domieszek zwiększających zasięg hydratacji lub wytwarzających pęcherzyki gazów zmieniających pory na szereg odizolowanych od siebie kuleczek. Zwiększenie wytrzymałości powierzchni betonu otrzymać można przez obniżenie współczynnika wodocementowego.

Zabezpieczenie betonu budowli wodnych przed szkodliwym działaniem mrozu otrzymuje się przez zastosowanie:

1. okładzin z materiałów kamiennych lub płyt żelbetowych, służących równocześnie jako deskowanie w czasie robót,
2. warstwy betonu licowego różniącego się od betonu wewnątrz masywu większą szczelnością i wytrzymałością,
3. domieszek (miałów obojętnych) zwiększających urabialność przy mniejszej ilości wody zarobowej,
4. domieszek zapobiegających zbijaniu się ziarenek cementu w grudki utrudniające hydratację,
5. domieszek powodujących wydzielanie się pęcherzyków gazu, tworzących niedostępną dla wody kuleczkową strukturę betonu,
6. cementów napowietrzonych o działaniu jak p. 5,
7. zmniejszenie współczynnika wodocementowego przez umieszczenie warstwy materiału wodorotłocznego pomiędzy deskowaniem a betonem,
8. odpowiedzenie powierzchni betonu zamykającego pory dla dostępu wody.

B. Drugą grupę uszkodzeń stanowią rysy skurczowe oraz rysy wywołane różnicą temperatury warstw wewnętrznych oraz zewnętrznych betonu. Powstanie rys spowodowane jest przekroczeniem granicy odkształcalności

*) Referat zgłoszony na III Sesję Naukową Politechniki Gdańskiej.

lub wytrzymałości betonu na rozciąganie. Naprężenia skurczowe powstają wówczas, gdy warunki zewnętrzne nie pozwalają na odkształcenie się betonu. Wielkość skurczu zależna jest od rodzaju cementu i warunków wilgotności. Poza tym skurcz jest proporcjonalny do ilości cementu oraz wymiarów bloku betonowego. Wybór cementu dla budowli wodnej winien więc być poprzedzony badaniami porównawczymi kilku gatunków cementu. Pożądane ograniczenie ilości cementu w celu zmniejszenia skurczu pogarsza urabialność betonu. Potrzebną urabialność w tym przypadku należy zapewnić przez zastosowanie odpowiednich domieszek. Zmniejszenie się skurczu betonu pozostającego w wilgoci skłania do stosowania w czasie budowy sposobów zapobiegających przedwczesnemu wysychaniu betonu.

Szpeciallynie groźne dla betonu masywnego naprężenia termiczne powstają na skutek wzrostu temperatury wewnątrz masywu betonowego pod wpływem samogrzania się betonu¹. Wzrost temperatury wewnętrznej jest wprost proporcjonalny do ilości i kaloryczności spoiwa oraz odwrotnie proporcjonalny do ciężaru objętościowego i ciepła właściwego betonu. Różnica temperatur wnętrza i powierzchni masywu zależna jest od wymiarów, współczynnika przewodnictwa cieplnego oraz intensywności chłodzenia powierzchni betonu.

Ograniczenie więc ilości wydzielanego ciepła można uzyskać przez odpowiedni dobór oraz dozowanie cementu i domieszek. Używa się przy tym także różnych ilości cementu w poszczególnych strefach masywu betonowego, przy czym w strefach wewnętrznych stosuje się mniejszą zawartość cementu aniżeli w strefach zewnętrznych.

Zmniejszenie różnicy temperatur otrzymuje się przez obniżenie temperatury początkowej świeżego betonu, odprowadzenie wydzielanego ciepła oraz ograniczenie wymiarów bloków.

Należy również zwrócić uwagę na szkodliwe działanie skurczu i wpływów termicznych na szwy robocze.

Sposoby zapobiegania uszkodzeniom betonów na skutek naprężeń skurczowych i termicznych są następujące:

1. stosowanie cementów o niskiej kaloryczności,
2. zmniejszenie ilości cementu przy stosowaniu domieszek (obojętnych lub aktywnych) poprawiających urabialność,
3. stosowanie betonu o różnej zawartości cementu w poszczególnych strefach masywu,
4. podział na bloki robocze i stosowanie szwów dylatacyjnych,
5. wstępne chłodzenie składników betonu,
6. sztuczne chłodzenie wnętrza masywu,
7. sztuczne chłodzenie świeżego betonu nad szwem roboczym,
8. regulacja odpływu ciepła przez osłonięcie powierzchni zewnętrznych,
9. uzbrojenie betonu.

C. Trzecią grupę stanowią uszkodzenia korozyjne, powstające głównie na skutek agresywnego działania wody filtracyjnej. Zmiana struktury betonu podczas filtracji wody jest spowodowana kompleksem zjawisk fizyczno-chemicznych.

Obserwowane są: wypłukiwanie przez wodę wolnego wodorotlenku wapnia oraz związków sodu i potasu z betonu, zmiana nierozpuszczalnego węglanu wapnia pod wpływem dwutlenku węgla na rozpuszczalny kwasny węglan wapnia, reakcje zamienne pomiędzy solami magnezu (chlorkami i siarczanami), nadającymi wodzie twardość, a związkami wapnia w betonie, polegające na tworzeniu się rozpuszczalnego chlorku wapnia oraz rozsadzającego beton siarczanu glinowego wapnia. Niektóre występują reakcje pomiędzy związkami chemicznymi cementu a alkalicznymi składnikami kruszywa, w wyniku których powstają uszkodzenia betonu.

Zapobieganie omawianym w grupie C uszkodzeniom polega, poza zmniejszeniem filtracji, również na ograniczeniu

ilości wolnego wapnia w betonie, będącego głównym źródłem korozji.

Z powyższego wynika, że sposoby zapobiegania korozji betonu polegają na:

1. starannym doborze i dozowaniu składników betonu,
2. stosowaniu cementów ubogich w wapno lub użyciu aktywnych domieszek wiążących wolne wapno (u nas cement hutniczy, aczkolwiek jeszcze za mało kwasoodporny),
3. szczelnym wykonaniu betonu licowego,
4. zastosowaniu szczelnych powłok i okładzin,
5. dobraniu odpowiednich sposobów transportu i układaniu betonu.

Powyższy przegląd głównych rodzajów i przyczyn uszkodzeń oraz sposobów zapobiegawczych wskazuje na konieczność wykonywania dalszych studiów w tym kierunku przez odpowiednie zespoły naukowo-badawcze.

W szczególności pożądane jest:

1. opracowanie monografii dotyczących obecnego stanu istniejących budowli wodnych wraz z ustaleniem rodzajów i przyczyn uszkodzeń,
2. znalezienie właściwych sposobów naprawy uszkodzeń obiektów wodnych oraz opracowanie instrukcji dla ośrodków remontowych,
3. wykonanie szczegółowych badań cementów dla potrzeb budownictwa wodnego,
4. badanie porównawcze domieszek produkcji krajowej w celu ustalenia wytycznych dla projektantów,
5. przeprowadzenie krytycznej oceny wymienionych środków zapobiegawczych, celem wyboru właściwych sposobów dla różnych typów projektowanych budowli hydrotechnicznych,
6. wyjaśnienie wpływu pełzania i uzbrojenia na naprężenia rozciągające.

Wyniki zalecanych prac badawczych umożliwią uzyskanie poważnych oszczędności cementu i przyczynią się do powstania bardziej trwałych obiektów wodnych. Jednak główne korzyści tych badań będą polegały na ograniczeniu strat eksploatacyjnych na skutek uszkodzeń budowli oraz na zmniejszeniu zakresu kłopotliwych i kosztownych remontów.

Niewątpliwie korzyści dla gospodarki narodowej, wynikające z dokładnego wyjaśnienia poruszonych zagadnień, należyście usprawiedliwią wydatki potrzebne na wykonanie prac badawczych z tego zakresu.

LITERATURA.

1. Bukowski. Technologia betonów i zapraw. T. I — IV 1947.
2. Congrès AIPC. 1936.
3. Hidrotechničeskoe stroitelstwo. 1949, 50, 51, 52.
4. Hampe. Temperaturschäden im Beton. 1942.
5. Hampe. Beton im Wasserbau. Bautechnik. 1951.
6. Jarocki. Jazy i przegrody dolin (cz. II.) 1952.
7. Jefremow. Proizvodstvo betonnych i železobetonnych rabot pri stroitelstwie gidrostancij. 1949.
8. Ludin. Wasserkraftanlagen. 1938.
9. Moskwın. Korozija betona. 1952.
10. Pietrow. Betonnoje chozjajstwo pri stroitelstwie gidroelektrostancij. 1949.
11. Riepin. Remont gidrotechničeskich sooruzenij g.e.s. 1952.
12. Sbornik rukowodiaszczich materialow i konsultacij po stroitelstwu. Nr 2. 1947.
13. Travaux. Nr 5, 8, 9. 1951.
14. Valenta. Proozdušenij beton. 1950.
15. Wiktorow. Wybor mineralnych zapolniteliej gidrotechničeskogo betona. 1952.

¹) Bukowski — Technologia betonów i zapraw T. I—IV. 1947 r.

DZIAŁ III – PROJEKTOWANIE

Inż. ZYGMUNT ŻARNECKI

Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych

Wpływ uszczelnień plastycznych i drenażu na filtrację wody w groblach ziemnych na nieprzepuszczalnym podłożu

Poniższy artykuł należy traktować jako dalszy ciąg i uzupełnienie artykułu pt. „Filtracja wody przez wały w świetle badań radzieckich” umieszczonego w nr 10/52 „Gospodarki Wodnej”.

Autor podaje praktyczne zastosowanie wzorów, głównie ujętych radzieckich, na obliczenie filtracji wody przez wały przy zastosowaniu uszczelnień w formie jądra względnie ekranu oraz w przypadku odrenowania podnóża skarpy wału. Obliczenia odnoszą się wprawdzie jedynie do nasypów na podłożu nieprzepuszczalnym lecz umożliwiając porównanie efektu działania różnego rodzaju uszczelnień oraz odrenowania. W Polsce posiadamy ok. 6000. km wałów przeciwpowodziowych nie licząc grobel polderowych oraz stawowych a potrzeby ocenia się jeszcze na drugie tyle. Zagadnienie sposobu obliczeń ekonomicznych i technicznie ściśle określonych przekrojów nowych wałów oraz ochrony istniejących wałów od szkodliwych przesiąków, które sprawiają tyle kłopotów w czasie powodzi, jest dla naszych stosunków b. ważne i zasługuje na szczegółowe przedyskutowanie.

Pożądane byłoby omówienie szersze tego zagadnienia przez praktyków z terenu w oparciu o obserwacje przecieków na istniejących wałach. Zwłaszcza wydaje się celowe szczegółowe przedyskutowanie sprawy odrenowania podnóża odlądowej skarpy wału, co mogłoby wybitnie zmniejszyć niebezpieczeństwo rozmywania wałów na skutek przesiąków.

Wały przeciwpowodziowe oraz groble stawowe wykonuje się przeważnie z ziemi najbliższej znajdującej się, bez względu na jej przydatność na tego rodzaju budowlę. Często zatem wykonujemy nasypy wałów przeciwpowodziowych, grobel stawowych a nawet zapór dolinowych z materiału ziemnego nieodpowiedniego tj. przepuszczalnego lub materiału, który w stanie nasycenia wodą „spływa”. Groble stawowe, jako nasypy niskie o małym spiętrzeniu wody, nawet wykonane z materiału ziemnego słabego o stosunkowo wielkim współczynniku filtracyjnym k , nie wymagają żadnych uszczelnień ani drenowań. Natomiast nasypy wałów przeciwpowodziowych o większych rozmiarach i o wyższych niż 2,50 m poziomach wielkiej wody, muszą być na odcinkach na których mają być zbudowane z materiału ziemnego nieodpowiedniego, dodatkowo ubezpieczone, czy to dla zapobieżenia szkodliwej filtracji i wymywania czy też dla zapobieżenia „spływania” skarpy odlądowej. To samo, lecz jeszcze w wyższym stopniu, odnosi się do zapór ziemnych. Ten tryb postępowania w większości przypadków okazuje się tańszy i ekonomiczniejszy niż budowa całej budowli z materiału dobrego i odpowiedniego, lecz dowożonego z daleka, o znacznych kosztach transportu. Naturalnie, przed decyzją, należy porównać oba sposoby tj.: — normalny przekrój nasypu, ewentualnie przekrój poszerzony, bez uszczelnienia, — normalny przekrój nasypu z uszczelnieniem wykonanym z materiału dowożonego.

Dla obu powyższych rozwiązań należy:

- wykreślić krzywą depresji w nasypie,
- obliczyć ilość wody filtrującej i ustalić czy nie przekracza ona ilości dopuszczalnej,
- obliczyć maksymalną chyżość wypływu wody filtrującej i określić czy nie jest ona za wielka i nie spowoduje wymywania,
- obliczyć koszt 1 mb budowli.

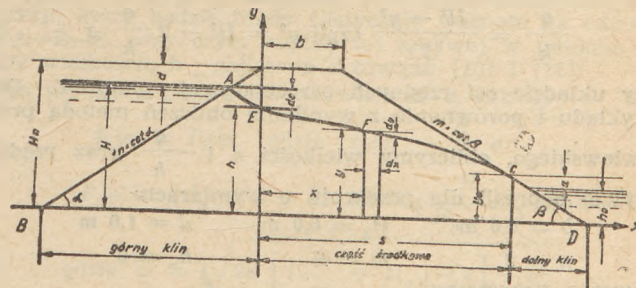
Przedmiotem niniejszych rozważań będą obliczenia wymienione poprzednio, pomijając obliczenia maksymalnej chyżości wypływu wody filtrującej, która jak wiemy wynosi:

$$V_{max} = \frac{k}{\lambda_p \cdot m}$$

gdzie $\lambda_p = 45 - \sqrt{2025 - 31,2 \lambda_o}$, a więc zależy od współczynnika filtracji gruntu użytego na nasyp k i jego współczynnika porowatości przestrzennej λ_o — oraz od nachylenia skarpy odlądowej. Ta chyżość V_{max} nie powinna przekraczać początkowej chyżości powodującej wymywanie, która wg Richardta orientacyjnie wynosi

$$V_p = \frac{\sqrt{k}}{15} \text{ m/sek.}$$

Również pomijamy obliczenie kosztów, jako zależnych głównie od miejscowych warunków, odległości dowozu ziemi itp. W artykule autora pt. „Filtracja wody przez wały w świetle badań radzieckich” zamieszczonym w zeszycie 10/52 „Gospodarki Wodnej” rozpatrzono zagadnienie filtracji przez nasyp wykonany z dowolnego materiału



Rys. 1

ziemnego na podłożu nieprzepuszczalnym lub przepuszczalnym w oparciu o klasyczne badania akademika prof. N.N. Pawłowskiego, który ustanowił dla filtracji przez nasyp ziemny na nieprzepuszczalnym podłożu (rys. 1) cztery równania:

$$q = k \frac{H_n - d - h}{n} 2,3 \log \frac{H_n}{H_n - h} \quad [1]$$

$$q = \frac{k}{2s} [h^2 - (a + h_o)^2] \quad [2]$$

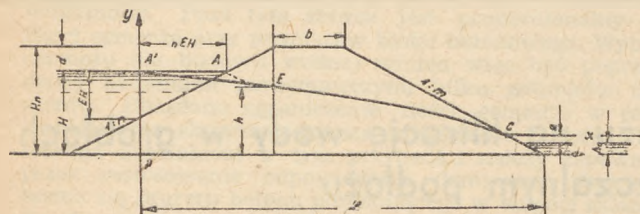
$$q = \frac{k \cdot a}{m} (1 + 2,3 \log \frac{a + h_o}{a}) \quad [3]$$

$$s = b + m (H_n - a - h_o) \quad [4]$$

gdzie: H_n — wysokość nasypu, d — wzniesienie korony nasypu nad zw. wody górnej, $H = H_n - d$ wysokość poziomu wody górnej, h_o — wysokość wody dolnej, b — szerokość korony nasypu, k — współczynnik filtracji materiału ziemnego użytego na nasyp, n — $\cot \alpha$ nachylenie skarpy odwodnej, m — $\cot \beta$ nachylenie skarpy odlądowej i niewiadome, które obliczymy z powyższych równań: q — ilość wody filtrującej, h — rzędna krzywej depresji pod krawędzią korony od strony wody, s — odległość przecięcia krzywej depresji ze skarpą odlądową, a — odległość pionowa powyższego przecięcia krzywej depresji nad poziomem dolnej wody. Równanie krzywej depresji:

$$y^2 = h^2 - \frac{2q}{k} x \quad [5]$$

Jak najnowsze badania wykazały krzywa depresji na odcinku A E w tzw. górnym klinie ma kształt inny a mianowicie (rys. 2) przecina górną wodę nie w punkcie A lecz



Rys. 2

w pewnej odległości $AA' = n \cdot \varepsilon \cdot H$ tj. w punkcie A', przy czym przyjmuje się jej kształt na całej długości A'EC jako parabolę. Nadto posilkowanie się równaniami Pawłowskiego jest dość żmudne, gdyż dla ich rozwiązania trzeba stosować metodę próbnych przyjęć wielkości a.

Prof. E. A. Zamarin proponuje stosowanie w analogicznych warunkach dwóch równań:

$$a = \frac{L}{m} - \sqrt{\frac{L^2}{m^2} - (H - h_o)^2} \quad [6]$$

$$\frac{q}{k} = \frac{H^2 - (a + h_o)^2}{2 [L - m(a + h_o)]} \quad [7]$$

gdzie $L = n(\varepsilon H + d) + b + H_n m$ [8]

przy czym $\varepsilon = 0,24$ do $0,30$, średnio $\varepsilon = 0,27$.

Niewiadomymi w powyższych równaniach są wielkości a i q. Równanie krzywej depresji:

$$\frac{q}{k} = \frac{H^2 - y^2}{2x} \text{ czyli } y^2 = H^2 - 2 \frac{q}{k} x \quad [9]$$

przy układzie osi rzędnych przechodzącej przez A'. Dla przykładu i porównania z wynikami obliczeń metodą prof.

Pawłowskiego, obliczymy wielkości a i $\frac{q}{k}$ oraz rzędne krzywej depresji dla przekroju o wymiarach:

$$b = 4,0 \text{ m} \quad H_n = 6,0 \text{ m} \quad d = 1,0 \text{ m}$$

$$n = 2 \quad m = 3 \quad h_o = 0$$

Wówczas otrzymamy:

$$L = 2(0,27 \cdot 5,0 + 1,0) + 4,0 + 6,0 \cdot 3 = 26,70 \text{ m}$$

$$a = \frac{26 \cdot 70}{3} - \sqrt{\frac{26 \cdot 7^2}{9} - 5,0^2} = 1,54 \text{ m.}$$

(wg równań podanych przez Pawłowskiego 1,37 m)

$$\frac{q}{k} = \frac{25,0 - 1,54^2}{2(26,7 - 3 \cdot 1,54)} = 0,5128 \text{ m} = 51,28 \text{ cm}$$

(wg Pawłowskiego 45,7 cm)

Krzywa depresji

$$y^2 = 25,0 - 1,026 x \text{ (tabl. I)}$$

Jak z powyższych obliczeń wynika, formuły prof. Zamaryna w stosunku do wyników z formuł prof. Pawłowskiego dają:

— rzędne krzywej depresji większe, przy czym w miejscu przecięcia tej krzywej ze skarpą odlądową rzędna ta (a) jest o 11,2% wyższa,

— ilość wody filtrującej również o 11,2% wyższą,

— średnia prędkość filtracji pozostaje jednak ta sama, gdyż przepływa grubsza strugą — co również wynika z for-

muły $V_{sr} = \frac{k}{\lambda_o \cdot m}$, gdyż przy swobodnym ruchu

wody, chyżość zależy głównie od współczynnika filtra-

cji k. Nasypy ziemne wałów przeciwpowodziowych, grobli czy zapór rzecznych, wykonywanych z ziemi przepuszczalnej, możemy uszczelnić przez usypanie części nasypu czy to

TABLICA I

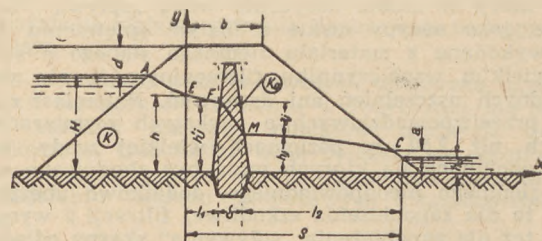
x	1,026 x	y ² = 25,0 — 1,026 x	y	y wg Pawłowskiego
0,0	0,0	25,0 m	5,0 m	
3,0	3,08	21,92	4,68	
4,7	4,82	20,18	4,49	4,26
7,7	7,90	17,10	4,14	3,93
10,7	10,98	14,02	3,75	3,56
13,7	14,05	10,95	3,30	3,15
16,7	17,13	7,87	2,81	2,68
19,7	20,20	4,80	2,19	2,11
22,1	22,67	2,33	1,53 = a	

w osi, czy też pod skarpą odwodną, z materiału mało lub bardzo mało przepuszczalnego. Jeżeli uszczelnienie to wykonamy z materiału plastycznego (iłu, gliny) w osi nasypu nazywamy je jądrem — zaś pod skarpą odwodną: zasłoną lub ekranem. Uszczelnienie sztywne (betonowe, żelazo-betonowe) lub półsztywne (ścianka szczelna) wykonane w osi wału nazywają się przeponami.

Rozważmy tu wpływ obu rodzajów uszczelnień plastycznych na zjawisko filtracji w nasypach ziemnych na podłożu nieprzepuszczalnym.

Filtracja w grobli ziemnej z jądrem plastycznym na podłożu nieprzepuszczalnym

W przegrodzie ziemnej usypanej z gruntu o współczynniku filtracji k posiadającej jądro z materiału plastycznego o małym współczynniku filtracji k_0 (rys. 3) krzywa depre-



Rys. 3

sji na odcinkach A E, E F, M C ma kształt i przebiega wg zasad ogólnych jak w nasypie bez jądra. Objętość przepływu wody filtracyjnej przez trapezowe jądro, którego kształt w obliczeniach zamienia się na prostokąt o tej samej powierzchni przekroju (co przy stromym nachyleniu skarp jądra stanowi nieznaczne odchylenie) i grubości δ — wyniesie, po przekształceniu równania [2] Pawłowskiego:

$$q = \frac{k_o}{2 \delta} (h_j'^2 - h_j^2) \quad [10]$$

To samo równanie przyjmie dla części nasypu powyżej jądra, kształt:

$$q = \frac{k}{2 l_1} (h^2 - h_j'^2) \quad [11]$$

zaś dla części nasypu poniżej jądra:

$$q = \frac{k}{2 l_2} [h_j^2 - (a + h_o)^2] \quad [12]$$

Tak więc zamiast równania [2] otrzymujemy 3 równania, co w połączeniu z 3 pozostałymi równaniami klas. Pawłowskiego, tworzy system 6 równań, o niewiadomych: q, h, a, h_j' , h_j oraz $l_2 = S(l_1 + \delta)$.

Rozwiązuje się te równania drogą żmudnych próbnych podstawień określonych wartości za niewiadome. Zagadnienie powyższe można rozwiązać również przez zmianę przekroju grobli wykonanej z dwóch rodzajów gruntu

$$b + \delta \Psi - \delta = b + \delta (\Psi - 1) \quad [15]$$

A schematic diagram of a spherical particle of radius R_0 in a fluid. The fluid has a curved free surface on the left and a flat surface on the right. The vertical distance from the flat surface to the top of the curved surface is H . The vertical distance from the flat surface to the center of the particle is h . The horizontal distance from the vertical line of the curved surface to the center of the particle is s_0 . The particle is labeled K_0 and contains small circles representing pores. The fluid is represented by a stippled pattern.

Technical drawing of a roof structure with a gable end. The drawing shows a cross-section of the roof with a gable. The left side is a slope with a 1:3 pitch. The right side is a gable with a 1:1 pitch. The roof is supported by a wall on the left and a gable end on the right. The drawing includes dimensions for the roof height, gable height, and various horizontal and vertical offsets. A coordinate system (x, y) is shown at the bottom left, and a coordinate system (x', y') is shown at the top left. The drawing is labeled with 'K' and 'K0'.

A schematic diagram of a rectangular container. The total height of the container is labeled H on the left. The height of the liquid layer at the right end is labeled h . The length of the container is labeled s at the bottom. The top surface is sloped, decreasing from left to right. A central circle is labeled K . The liquid layer is indicated by a hatched pattern at the bottom.

$$q = \frac{k_0}{2 S_0} (H^2 - h^2) = \frac{k}{2 S} (H^2 - h^2) \quad [13]$$
$$\frac{k}{k_0} = \frac{S}{S_0} = \Psi \quad [14]$$

oraz wartość $\frac{q}{k}$.

Otrzymamy $\Psi = \frac{k}{k_0} = \frac{0,002}{0,00001} = 200$

$$b' = 6,0 + 0,8 (200 - 1) = 165,2 \text{ m}$$

Dla grobli o powyższej szerokości korony określamy krzywą depresji, która będzie miała faktycznie ważność na odcinku $A-E-F$, przy czym rzędna tej krzywej w punkcie F będzie wielkością h obliczoną z równań [10] i [11].

Drogą próbnych podstawień na wielkość a , tak by

$$F_1(a) = F_2(a) \quad \text{gdzie} \quad F_1(a) = \frac{n}{m} a$$

$$F_2(a) = (H_n - d - D) 2,3 \log \frac{H_n}{H_n - D} \quad (\text{tabl. II})$$

gdzie $D = \sqrt{2a \left[\left(\frac{n}{m} - H_n \right) - a \right] + u^2}$

otrzymujemy $a = 0,247 \text{ m}$ i $h = D = 6,72 \text{ m}$
Wobec czego z równania [3] otrzymamy:

$$\frac{q}{k} = \frac{a}{m} = \frac{0,247}{2} = 0,1235 \text{ m}$$

TABLICA II								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
a	$F_1 a = \frac{n}{m} a$	$\frac{b}{m} + H_n - a$	$2a \left[\left(\frac{b}{m} + H_n \right) - a \right]$	a^2	$D^2 = 2a \left[\frac{b}{m} + H_n - a \right] + a^2$	D	$H_n - D$	$\frac{H_n}{H_n - D}$
	1,5 · [1]	91,6 — [1]	2 [1] · [3]	[1] ²	[4] + [5]	$\sqrt{[6]}$	9,0 — [7]	$\frac{9,0}{[8]}$
0,25 0,24 0,247	0,375 0,36 0,3705	91,35 91,36 91,353	45,67 43,85 45,128	0,06 " 0,061	45,73 43,91 45,189	6,76 6,63 6,722	2,24 2,37 2,278	4,015 3,79 3,954

Równanie krzywej depresji: $y^2 = h^2 - \frac{2}{k} q x = 45,189 - 0,247 x$

$$\text{dla } x = \frac{b - \delta}{2} = \frac{6,0 - 0,8}{2} = 2,60 \text{ m}$$

$$y^2 = 45,189 - 0,247 \cdot 2,6 = 44,547 \text{ m}$$

$$x = h_j^2 = 6,675 \text{ m}$$

Dla obliczenia rzędnej h_j po stronie odlądowej jądra posługujemy się równaniem [10]

$$\frac{q}{h_0} = \frac{h_j^2 - h_j^2}{2\delta} \text{ gdzie } h_0 = \frac{k}{200}$$

$$200 \frac{q}{k} = 200 \cdot 0,1235 = \frac{44,547 - h_j^2}{2 \cdot 0,8}$$

$$h_j^2 = 5,027 \quad h_j = 2,24 \text{ m}$$

Na odcinku M C równanie krzywej depresji:

$$y^2 = h_j^2 - \frac{2}{k} q x = 5,027 - 0,247 x' \text{ gdzie } x' =$$

$$= x - \left(\frac{b + \delta}{2}\right) = x - 3,40$$

Dla porównania podaje się obliczenie dla tego samego przykładu w oparciu o formuły Zamarina.

Teoretyczna szerokość korony $b' = b + \delta \left(\frac{k}{h_0} - 1\right) = 165,2 \text{ m}$

$$\varepsilon = 0,27$$

$$\varepsilon H = 0,27 \cdot 7,0 = 1,89 \text{ m} \quad n\varepsilon H = 3 \cdot 1,89 = 5,67 \text{ m}$$

Z równania [8]

$$L = n(\varepsilon H + d) + b + H_n m = 3(1,89 + 2,0) + 165,2 + 9,0 \cdot 2 = 194,87 \text{ m}$$

z równania [6]

$$a = \frac{L}{m} - \sqrt{\frac{L^2}{m^2} - H^2} = \frac{194,87}{2} - \sqrt{\frac{194,87^2}{4} - 7,0^2} = 0,255 \text{ m (0,247)}$$

z równania [7]

$$\frac{q}{k} = \frac{H^2 - a^2}{2(L - m a)} = \frac{7,0^2 - 0,255^2}{2(194,87 - 2 \cdot 0,255)} = 0,126 \text{ m (0,1235)}$$

Równanie krzywej depresji:

$$y^2 = H^2 - 2 \frac{q}{k} x = 7,0^2 - 2 \cdot 0,126 x = 49,0 - 0,2518 x$$

Odcięta odpowiadająca punktowi F

$$x = n(\varepsilon H + d) + \frac{b - \delta}{2} = 3(0,27 \cdot 7,0 + 2,0) + \frac{6,0 - 0,8}{2} = 14,27 \text{ m}$$

$$y^2 = 49,0 - 0,2518 \cdot 14,27 = 45,41$$

$$y = 6,74 \text{ m (6,675 m)}$$

Teoretyczna odcięta odpowiadająca punktowi M

$$x = 14,27 + \delta \Psi = 14,27 + 0,8 \cdot 200 = 174,27 \text{ m}$$

$$y^2 = 49,0 - 0,2518 \cdot 174,27 = 5,119$$

$$y = 2,26 \text{ m (2,24 m)}$$

Teoretyczna odcięta dla której rzędna $y = a = 0,255 \text{ m}$

$$0,255^2 = 49,0 - 0,2518 x$$

$$x = \frac{49,0 - 0,065}{0,2518} = 194,34 \text{ m}$$

czyli od punktu M odległość $194,34 - 174,27 = 20,07 \text{ (20,10)}$. Jak widzimy, ten sposób obliczenia daje wyniki różniące się od wyników uzyskanych z równań Pawłowskiego zaledwie o 2 — 3% i to powiększając ilość wody filtracyjnej. A że sposób ten jest znacznie prostszy i łatwiejszy w użyciu, może być bez zastrzeżeń stosowany.

Przez powiększenie grubości δ o 50% tj. do 1,20 m otrzymamy:

$$b' = 6,0 + 1,2(200 - 1) = 244,8 \text{ m}$$

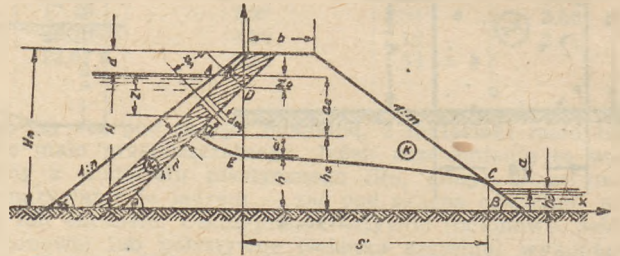
$$L = 3(1,89 + 2,0) + 244,8 + 18,0 = 274,47 \text{ m}$$

$$a = \frac{274,47}{2} - \sqrt{137,235^2 - 49,0} = 0,235 \text{ m (obniż o 8,5%)}$$

$$\frac{q}{k} = \frac{49,0 - 0,055}{2(274,47 - 0,47)} = 0,089 \text{ m (zmniejszenie o 29,3%)}$$

Filtracja w grobli ziemnej z ekranem plastycznym uszczelniającym na podłożu nieprzepuszczalnym

Zbadanie tego skomplikowanego zagadnienia oraz uzyskanie danych potrzebnych w praktyce, podaje akad. Pawłowski. Określa on najpierw uskok krzywej depresji a_e na ekranie (rys. 7), a następnie wyznacza na zasadzie ogólnych prawideł krzywą depresji w nasypie i objętość q .



Rys. 7

Jeżeli ekran ma kształt trapezu, zamienia się go na prostokąt o tym samym przekroju, grubości δ z nachyleniem $1:n'$ (cot $\Theta = n'$). Współczynnik filtracji ekranu — k_0 , nasypu zapory — k . Ruch wody przez ekran rozpatruje on w dwóch strefach — a mianowicie: strefa I od górnej wody do początku krzywej depresji D_1 tj. na głębokość a strefa II poniżej D , tj. w zasięgu h_e . Tzw. górny klin dzieli od części środkowej pionowa przechodząca przez D (jest to punkt przecięcia prostopadłej AD do ekranu z płaszczyzną wewnętrzną ekranu). Zakłada się, że kierunek strug ruchu wody jest prostoliniowy i to w obrębie ekranu jest — prostopadły do jego powierzchni, zaś w obrębie górnego klina — poziomy. Również w obliczeniach przyjmuje się, że płaszcz ochronny ekranu jest usypany z materiału w pełni przepuszczalnego, tak, że punkt A_1 można przyjąć na poziomie górnej wody — (w obliczeniach istnienie płaszcza ochronnego zupełnie się pomija).

Strefa I — spadek dla strugi $d\xi$ wynosi $J_1 = \frac{z}{\delta}$

objętość przepływu przez strugę grubości $d\xi$:

$$d q_1 = k_0 J_1 \cdot d\xi = \frac{k_0 z}{\delta} d\xi$$

Z rysunku widać, że $z = \xi \sin \Theta + \delta \cos \Theta$

$$\xi = \frac{z - \delta \cos \Theta}{\sin \Theta}$$

$$d\xi = \frac{dz}{\sin \Theta}$$

$$\text{wobec tego } d q_1 = \frac{k_0 z}{\delta \cdot \sin \Theta} dz \quad q_1 = \int_{z_0}^{a_e} d q_1 = \frac{k_0}{2 \delta \cdot \sin \Theta} (a_e^2 - z_0^2)$$

$$\text{Strefa II — } J_2 = \frac{a_e}{\delta} \text{ i } d q_2 = k_0 J_2 \cdot d\xi = \frac{k_0 \cdot a_e}{\delta \cdot \sin \Theta}$$

$$q_2 = \int_{a_e}^H d q_2 = \frac{k_0 a_e}{\delta \cdot \sin \Theta} (H - a_e)$$

$$\text{całkowite } q = q_1 + q_2 = \frac{k_0}{2 \delta \sin \Theta} (a_e^2 - z_0^2 + 2 H a_e - 2 a_e^2)$$

$$\text{a że } h_e^2 = (H - a_e)^2 = H^2 - 2 H a_e + a_e^2$$

$$\text{czyli } 2 H a_e - a_e^2 = H^2 - h_e^2$$

$$q = \frac{k_0}{2 \delta \sin \Theta} (H^2 - z_e^2 - h_e^2) \text{ (gdzie } z_0 = \delta \cos \Theta)$$

Dla wyznaczenia krzywej depresji na odcinku $D_1 E, C$ stosuje Pawłowski swoje klasyczne 4 równania, z tym że w równaniu pierwszym — H_n — d zastępuje przez h_e , zaś

H_n przez $H - z_0$. Takim sposobem otrzymamy pięć równań:

$$q = \frac{k}{n'} (h_e - h) \ln \frac{H - z_0}{H - z_0 - h} \quad [16]$$

$$q = \frac{k}{2s'} [h^2 - (a + h_e)^2] \quad [17]$$

$$q = \frac{k \cdot a}{m} (1 + \ln \frac{a + h_0}{a}) \quad [18]$$

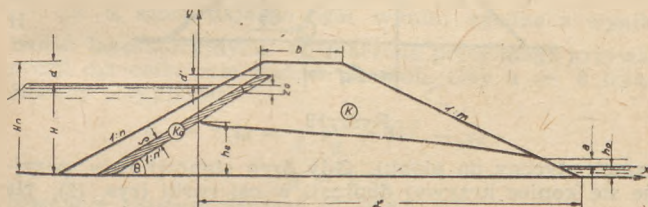
$$S' = b + m (H_n - a - h_0) + n'd - \delta \sin \Theta \quad [19]$$

$$q = \frac{k_0}{2 \delta \sin \Theta} (H^2 - z_0^2 - h_e^2) \quad [20]$$

z niewiadomym: q, h, S', a, h_e

Rozwiązanie powyższych równań drogą próbnych podstawień jest b. żmudne i stosowane dla wielkich zapór w budownictwie wodnym. Dla mniejszych zapór, większych grobli i wałów przeciwpowodziowych możemy zastosować prostszą metodę obliczeń, polegającą na połączeniu równania [20] z systemem dwóch równań Zamarina [6] i [7], w których na miejsce H wstawiamy h_e (rys. 8).

Jeżeli nazwiemy $\Psi = \frac{k}{k_0}$



Rys. 8

otrzymamy z równania [20] Pawłowskiego:

$$\frac{q}{h} = \frac{H^2 - z_0^2 - h_e^2}{2 \delta \Psi \sin \Theta} \quad [21]$$

oraz z równań Zamarina:

$$a = \frac{L}{m} - \sqrt{\frac{L^2}{m^2} - (h_e - h_0)^2} \quad [22]$$

$$\frac{q}{h} = \frac{h_e^2 - (a + h_0)^2}{2 [L - m (a + h_0)]} \quad [23]$$

Wielkość L zależna jest od h_e , a więc niewiadomej, otrzymujemy zatem czwarte równanie:

$$L = (H + d_1) n' + b + H_n \cdot m - h_e n' - \frac{\delta}{\sin \Theta} \quad [24]$$

z niewiadomymi: h_e, a, q, L .

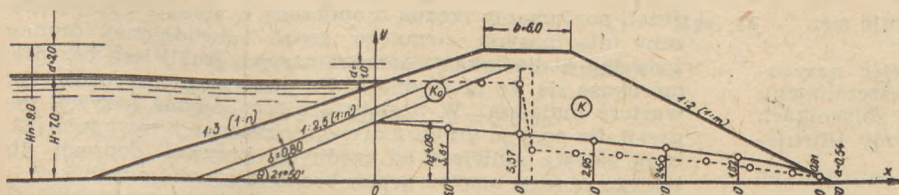
Równanie krzywej depresji z równania trzeciego opiewa:

$$\frac{q}{h} = \frac{h_e^2 - y^2}{2x}$$

$$\text{czyli } y^2 = h_e^2 - \frac{2q}{h} x \quad [25]$$

Rozwiązania powyższych równań dokonujemy drogą próbnych obliczeń dla założonych wielkości na h_e tak, aby

otrzymać te same wielkości na $\frac{q}{h}$ z równań pierwszego i trzeciego.



Rys. 9

Przykład Obliczymy rzędnę krzywej depresji oraz wielkości filtracji dla przekroju grobli z ekranem, identycznego jak w obliczeniu grobli z jądrem, również średnią grubość ekranu przyjęto dla celów porównawczych o grubości równej grubości jądra, chociaż w praktyce grubość jądra daje się większą.

Mamy więc (rys. 9):

$$H_n = 9,0 \text{ m} \quad d = 2,0 \text{ m} \quad d_1 = 1,0 \text{ m} \quad H = 7,0 \text{ m}$$

$$n = 3 \quad m = 2 \quad n' = 2,5 \quad b = 6,0 \text{ m}$$

$$\Theta = 21^\circ 50' \quad h_0 = 0$$

$$k = 0,002 \text{ cm/sek} \quad h'_0 = 0,00001 \text{ cm/sek} \quad \delta = 0,80 \text{ m}$$

$$\Psi = \frac{k}{k_0} = \frac{0,002}{0,00001} = 200$$

$$z_0 = \delta \cos \Theta = 0,8 \cdot 0,928 = 0,742 \text{ m}$$

$$\sin \Theta = 0,372$$

Przyjęcie pierwsze $h_e = 2,70 \text{ m}$.

$$\frac{q}{h} = \frac{7,0^2 - 0,742^2 - 2,70^2}{2 \cdot 0,8 \cdot 200 \cdot 0,372} = 0,346 \text{ m}$$

$$L = (7,0 + 1,0) 2,5 + 6,0 + 9,0 \cdot 2 - 2,7 \cdot 2,5 = \frac{0,80}{0,372} = 35,10 \text{ m}$$

$$a = \frac{35,10}{2} - \sqrt{\frac{35,10^2}{4} - 2,7^2} = 0,23 \text{ m}$$

$$\frac{q}{h} = \frac{2,7^2 - 0,23^2}{2 (35,10 - 2 \cdot 0,23)} = 0,104 \text{ m}$$

otrzymaliśmy różne wartości na $\frac{q}{h}$ z równań pierwszego i trzeciego.

Przyjęcie drugie: $h_e = 4,0 \text{ m}$

$$\frac{q}{h} = \frac{49,0 - 0,551 - 16,0}{119,04} = 0,272 \text{ m}$$

$$L = 44,0 - (10,0 + 2,148) = 31,85 \text{ m}$$

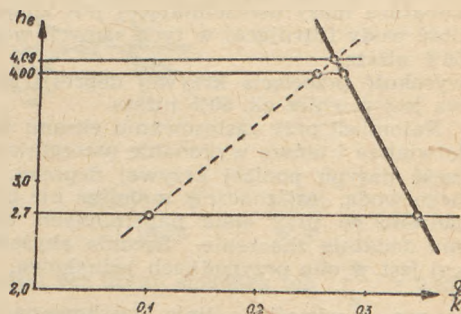
$$a = \frac{31,85}{2} - \sqrt{\frac{31,85^2}{4} - 16,0} = 0,51 \text{ m}$$

$$\frac{q}{h} = \frac{16,0 - 0,51^2}{2 (31,85 - 2 \cdot 0,51)} = 0,255 \text{ m}$$

Z wykresu (rys. 10) na którym linia pełna obrazuje wartość $\frac{q}{h}$ z równania pierwszego, zaś linia kreskowana wartość $\frac{q}{h}$ z równania trzeciego wynika, że dla $h_e = 4,09 \text{ m}$ obie wartości $\frac{q}{h}$ będą równe i wyniosą ok. 0,27.

Obliczenie kontrolne dla $h_e = 4,09 \text{ m}$

$$\frac{q}{h} = \frac{49,0 - (0,551 + 16,728)}{119,04} = 0,266 \text{ m}$$



Rys. 10

$$L = 44,0 - (10,225 + 2,148) = 31,63 \text{ m}$$

$$a = \frac{31,63}{2} \sqrt{\frac{31,63^2}{4} - 4,09^2} = 0,541 \text{ m}$$

$$\frac{q}{h} = \frac{16,728 - 0,541^2}{2(31,63 - 1,08)} = 0,269$$

przyjmujemy średnio $\frac{q}{h} = 0,268 \text{ m}$

Równanie krzywej depresji:

$$y^2 = h_e^2 - \frac{2q}{h} x = 16,728 - 0,536 x$$

TABLICA III
Rzędne krzywej depresji

x	$-0,536 x$	$y^2 = 16,728 - 0,536 x$	y
0	0	16,73	4,09 = h_e
5,0	-2,68	13,05	3,61
10,0	-5,36	11,37	3,37
15,0	-8,04	8,69	2,95
20,0	-10,72	6,01	2,45
25,0	-13,40	3,33	1,82
30,0	-16,08	0,65	0,81
30,68	-16,44	0,293	0,54 = a

Obliczenie odciętej x , dla której $y = a = 0,54 \text{ m}$

a) z równania krzywej depresji:

$$y^2 = a^2 = 16,73 - 0,536 x = 0,54^2$$

$$x = \frac{16,73 - 0,293}{0,536} = 30,68 \text{ m}$$

b) z rysunku: $x = L - a \text{ m} = 31,63 - 1,08 = 30,55 \text{ m}$

Pewna nieznaczna niezgodność wyników powyższych obliczeń jest następstwem stopnia dokładności obliczeń $\frac{q}{h}$

i a — co w danym przypadku nie przekracza granicy w praktyce dopuszczalnej.

Jeżeli porównać wyniki obliczeń dla przyjętego przekroju grobli ziemnej uszczelnionej elastycznym jądrem i uszczelnionej elastycznym ekranem, tej samej średniej grubości co średnia grubość jądra okazuje się że:

— „uskok” krzywej depresji na odcinku uszczelniania wynosi

przy uszczelnieniu jądrem $h' - h_j = 4,435 \text{ m}$

„ „ „ ekranem $H - h_e = 2,91 \text{ m}$

— wielkość $\frac{q}{h}$ przy uszczelnieniu jądrem wynosi 0,126 m

„ „ „ ekranem „ 0,268 m

— wielkość a tj. „wysokość” wyjścia krzywej depresji na skarpę odładową wynosi przy uszczelnieniu jądrem 0,255 m

„ „ „ ekranem 0,541 m

— kubatura jądra na 1 mb grobli w swej części nad podłożem wynosi $0,8 \cdot 8,0 = 6,4 \text{ m}^3/\text{mb}$

kubatura ekranu na 1 mb grobli w swej części nad podłożem wynosi $0,8 \sqrt{464} = 17,2 \text{ m}^3/\text{mb}$

Z powyższego można wyciągnąć wniosek, że uszczelnienie jądrem jest korzystniejsze od uszczelnienia ekranem, gdyż:

— kubatura masy uszczelniającej jest znacznie mniejsza

— ilość wody filtrującej w tych samych warunkach jest ok. 50% niższa,

— wysokość przecięcia krzywej depresji ze skarpą odładową jest również ok. 50% niższa

Natomiast przy zastosowaniu ekranu uzyskuje się:

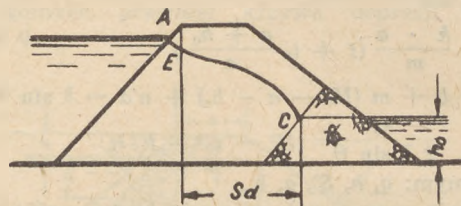
— łatwiejsze i tańsze wykonanie uszczelnienia,

— część nasypu poniżej krzywej depresji, a więc nasyczonego wodą, jest znacznie mniejsza niż przy uszczelnieniu jądrem, co przy stałym napełnianiu wodą zbiornikach ma dodatnie znaczenie. Średnia chyżość wody filtrującej jest w obu przypadkach jednakowa.

Na rys. 9 wskreślono linią kreskowaną spiętrzenia przy uszczelnieniu jądrem.

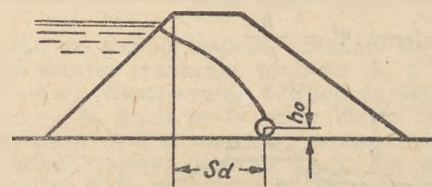
Wpływ drenu w nasypie ziemnej grobli na krzywą depresji i ilość wody filtracyjnej

Jeżeli dren stanowi narzut z kamieni w formie pryzmy można przyjąć w przybliżeniu, że krzywa depresji kończy się w punkcie przecięcia wewnętrznej skarpy pryzmy z poziomem dolnej wody (rys. 11), tj. w punkcie C. (W rzeczywistości krzywa depresji przecina tę skarpę nieco wyżej, jak to wskazuje rys. 13, w punkcie C i przybiera w tym miejscu



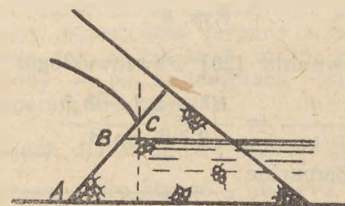
Rys. 11

mem dolnej wody (rys. 11), tj. w punkcie C. (W rzeczywistości krzywa depresji przecina tę skarpę nieco wyżej, jak to wskazuje rys. 13, w punkcie C i przybiera w tym miejscu



Rys. 12

kierunek styczny do pionu). Gdy dren stanowi rura, przyjmuje się koniec krzywej depresji w osi rurki (rys. 12). Na



Rys. 13

skutek tego otrzymamy w równaniach Pawłowskiego $a = 0$, zaś niewiadoma s przyjmuje określoną wielkość s_d , odpadają więc dwie niewiadome i w następstwie tego również odpadają z czterech klasycznych równań Pawłowskiego równania trzecie i czwarte. Równanie [1] pozostaje bez zmiany, natomiast równanie [2] przyjmuje formę

$$q = \frac{k}{2 s_d} (h^2 - h_0^2) \quad [26]$$

Z połączeń równań [1] i [2] otrzymamy:

$$h = \sqrt{\frac{2 s_d}{n} (H_n - d - h) 2 \cdot 3 \log \frac{H_n}{H_n - h} + h_0^2} = \sqrt{F} \quad [27]$$

Najpraktyczniej wyznaczyć można h graficznie (rys. 17) jako przecięcie prostej przeprowadzonej przez O osi współrzędnych pod kątem 45° do osi, a będącej obrazem h — z krzywą $f = \sqrt{F}$, którą wykreśla się przez obliczenie $\sqrt{F}$ dla 3 — 4 przyjętych dowolnie h .

Z równania [26] wynika równanie krzywej depresji:

$$\frac{q}{h} = \frac{h^2 - y^2}{2 x} \text{ czyli } y^2 = h^2 - \frac{2 q}{h} x \quad [28]$$

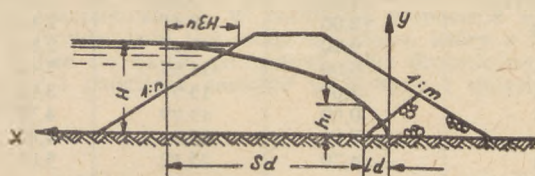
Jeżeli porównamy rzędną h obliczoną w sposób wyżej wskazany dla nasypu ziemnego grobli odwodnionej drenem z rzędną h dla takiego samego nasypu grobli lecz bez drenu, okaże się, że ta rzędna h dla pierwszego przypadku ma wartość mniejszą. W następstwie tego rzędne krzywej depresji dla nasypu grobli z drenem obliczone z równania [28] będą zawsze mniejsze od rzędnych krzywej depresji dla takiego samego nasypu grobli bez drenu, obliczonych z równania [5] z czego wynika, że zaopatrzenie nasypu grobli w dren, obniża krzywą depresji.

Jeżeli ilość wody filtracyjnej przez groblę usypaną z ziemi o współczynniku filtracyjnym k nazwiemy przez q , zaś ilość wody filtracyjnej przez taką samą groblę z tym samym współczynnikiem filtracyjnym k , lecz zaopatrzoną w dren nazwiemy q_d przy założeniu $h_0 = 0$, otrzymamy z połączenia równań [2] i [26].

$$q : q_d = \frac{k}{2s} (h^2 - a^2) : \frac{k}{2sd} h^2 = \frac{h^2 - a^2}{a^2} : \frac{h^2}{sd}$$

wartość $h^2 - a^2$ jest w przybliżeniu równa wartości h_d^2 , natomiast wielkość s jest zawsze wybitnie większa od sd — z czego wynika, że $q_d > q$ a zatem zaopatrzenie grobli ziemnej w dren powiększa ilość wody filtracyjnej.

Prof. Kozen i podaje metodę wyznaczenia krzywej depresji dla różnych drenów oprócz rurkowych i dla których



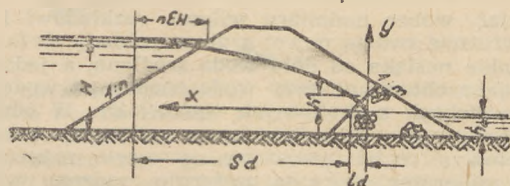
Rys. 14

$\frac{sd}{H} > 5$, która daje na ogół wyniki zgodne z wynikami badań laboratoryjnych. Wyznaczona przez niego krzywa depresji ma całkowicie kształt paraboli. Gdy $h_0 = 0$ (rys. 14) Kozen przyjmuje:

$$h_1 = 2 ld = \sqrt{s_d^2 + H^2} - sd \quad [29]$$

$$q = k h_1 \quad [30]$$

równanie krzywej depresji $y^2 = 2 h, x$ [31]



Rys. 15

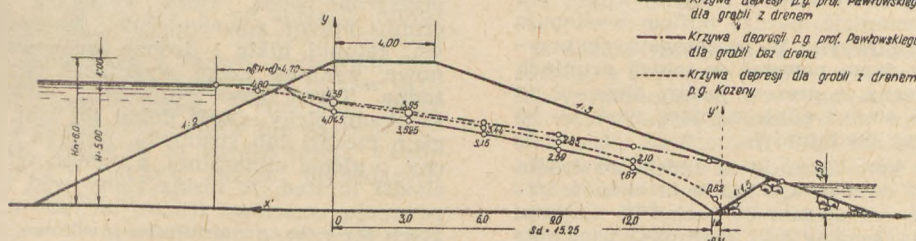
Jeżeli $h_0 > 0$ (rys. 15) oś odciętych dla wyznaczenia paraboli krzywej depresji położona jest w poziomie dolnej wody, równanie [29] przyjmuje postać:

$$h' = 2 ld = \sqrt{s_d^2 + (H - h_0)^2} - sd \quad [32]$$

$$q = \frac{k}{2 s_d} (H^2 - h_0^2) \quad [33]$$

i równanie krzywej depresji:

$$y^2 = 2 h' x \quad [34]$$



Rys. 16

Przykład. W przekroju grobli ziemnej o wymiarach (rys. 16)

$$\begin{aligned} b &= 4,0 \text{ m} & H_n &= 6,0 \text{ m} & d &= 1,0 \text{ m} \\ n &= 2 & m &= 3 & h_0 &= 0 \end{aligned}$$

Wbudowano dren u stopy skarpy odławowej o wysokości $0,25 H_n = 1,50 \text{ m}$ i nachyleniu skarpy wewnętrznej 1:1,5.

Obliczając w oparciu o formuły Pawłowskiego, otrzymamy: $sd = 4,0 + (6,0 - 1,5) \cdot 3 - 1,5 \cdot 1,5 = 15,25 \text{ m}$.

Dla obliczenia h przyjmujemy pierwsze próbne założenie $h = 4,60 \text{ m}$ i obliczamy

$$\sqrt{F} = \sqrt{\frac{2 \cdot 15,25}{2} (6,0 - 1,0 - 4,60) 2,3 \log \frac{6,0}{6,0 - 4,60}} = 2,977 \text{ m}$$

Drugie próbne założenie $h = 4,40 \text{ m}$ otrzymamy

$$\sqrt{F} = \sqrt{\frac{2 \cdot 15,25}{2} (6,0 - 1,0 - 4,40) 2,3 \log \frac{6,0}{6,0 - 4,40}} = 3,48 \text{ m}$$

i trzecie założenie $h = 4,00 \text{ m}$

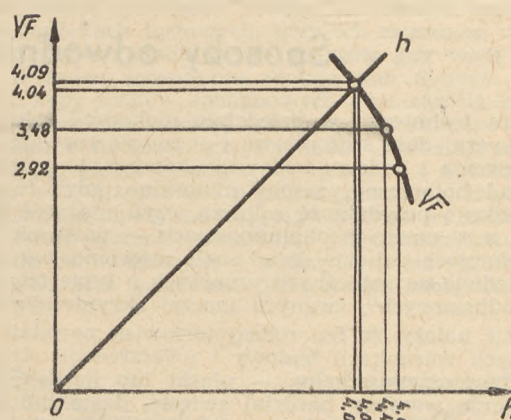
$$\sqrt{F} = \sqrt{\frac{2 \cdot 15,25}{2} (6,0 - 1,0 - 4,0) 2,3 \log \frac{6,0}{6,0 - 4,0}} = 4,09 \text{ m}$$

Na podstawie powyższego obliczenia wykreślamy na rys. 17

krzywą $\sqrt{F}$, która przecina się z prostą h przy $h = 4,05 \text{ m}$, dla którego przeprowadzamy kontrolne obliczenie

$$\sqrt{F} = \sqrt{\frac{2 \cdot 15,25}{2} (6,0 - 1,0 - 4,05) 2,3 \log \frac{6,0}{6,0 - 4,05}} = 4,04 \text{ m}$$

a zatem wynik dostatecznie dokładnie czyniący zadość wymaganiu by $h = \sqrt{F}$.



Rys. 17

Dla nasypu ziemnego grobli o tych samych wymiarach lecz bez drenu rzędna $h = 4,26 \text{ m}$, a zatem obniżenie krzywej depresji w tym miejscu wynosi $0,22 \text{ m}$ czyli ok. 5%.

Stosunek ilości wody filtracyjnej do współczynnika filtracyjnego wyniesie obecnie:

$$\frac{q}{k} = \frac{h^2 - h_0^2}{2 s_d} = \frac{4,045^2 - 0}{2 \cdot 15,25} = \frac{16,36}{30,5} = 0,536 \text{ m}$$

podczas gdy w grobli bez drenu stosunek ten $\frac{q}{k} = 0,457 \text{ m}$ z czego wynika, że ilość wody filtracyjnej wskutek drenu podniosła się o 17%.

Równanie krzywej depresji:

$$y^2 = h^2 - \frac{2q}{k}x = 16,36 - 1,072x \text{ (tab. IV)}$$

wobec czego otrzymujemy rzędne dla

TABLICA IV

x	- 1,072 x	y ²	y
3,0	- 3,216	13,14	3,625 (3,93)
6,0	- 6,43	9,93	3,15 (3,56)
9,0	- 9,65	6,71	2,59 (3,15)
12,0	- 12,87	3,49	1,87 (2,68)
15,25	- 16,36	0	0 (2,17)
17,89			0 (1,37 = a)

Rzędne y, ujęte w nawias odnoszą się do nasypu grobli bez drenu. Dla porównania przeprowadzimy obliczenia powyższe metodą Kozeny. Otrzymamy tu dla $\varepsilon = 0,27$

$$s_d = n(\varepsilon H + d) + 15,25 = 2(0,27 \cdot 5,0 + 1,0) + 15,25 = 19,95 \text{ m}$$

$$\frac{s_d}{H} = \frac{19,95}{5,0} = \text{ok. } 4, \text{ a zatem metoda Kozeny nie daje}$$

ścisłych wyników. Niemniej dla orientacji przeprowadzamy obliczenie.

PROF. INŻ. JÓZEF IWASZKIEWICZ

$$h_1 - 2l_d = \sqrt{s_d^2 + H^2} \quad s_d = \sqrt{19,95^2 + 5,0^2} - 19,95 = 0,62 \text{ m}$$

$$l_d = 0,5 \quad h_1 = 0,31 \text{ m}$$

$$\frac{q}{h} = h_1 = 0,62 \text{ m, a zatem o } 15,6\% \text{ większa ilość}$$

od otrzymanej na podstawie równań Pawłowskiego.

Równanie krzywej depresji dla układu osi OX' — OY' (rys. 16)

$$y^2 = 2 h_1 x = 1,24 x \text{ — z którego otrzymamy rzędne:}$$

x	y
wg nowego układu osi	wg poprzedniego układu osi
0,31 (l_d)	15,25
3,56	12,00
6,56	9,00
9,56	6,00
12,56	3,00
15,56	0,00
18,56	- 3,00
20,26	- 4,70
	0,384
	0,41
	8,13
	11,85
	15,57
	19,29
	23,01
	25,12
	0,62 (= h_1)
	2,10
	2,85
	3,44
	3,95
	4,39
	4,80
	5,01

Krzywa depresji wykreślona na rys. 16 położona jest powyżej krzywej depresji wyznaczonej wg Pawłowskiego.

Sposoby odwodniania torfowisk źródliskowych

Literatura techniczna w dziedzinie melioracji łąk torfowych zazwyczaj dość szczegółowo i obszernie rozważa kwestię pochodzenia i budowy torfowisk, kolejne etapy ich rozwoju, skład botaniczny, zasoby mineralne, gdyż te czynniki warunkują przydatność rolniczą, czyli możliwość zakładania łąk, a w pewnych okolicznościach — pastwisk. Przy tych dociekaniach dziwnie dotąd mało mówiono, ograniczając się zaledwie do pobieżnych wzmianek o typie tzw. „torfowisk źródliskowych”, zwanych inaczej „krynicznymi”.

Stwierdzić należy, że ten rodzaj torfowisk powstaje przy specyficznych warunkach budowy i uwarstwienia gruntów, gdy warstwy przepuszczalne — piaski lub nasilone wodą żwiru — oraz warstwy bardziej zwięzłe, ilaste lub gliniaste, układają się jedna na drugą, w pewnej kolejności, opierając się na jakiejś, bardziej jeszcze ściślej i nieprzepuszczalnej warstwie podłoża, np. mocnych glinach. Wybitną odgrywa przy tym rolę miąższość warstw wodonośnych, ich skład, stopień nasycenia wodą oraz pochylenie względem powierzchni terenu. Gdy na skutek ukształtowania terenu warstwa taka wydostaje się na zewnątrz gruntu nastąpi wyklinanie się owych wód podziemnych, powodując lokalne, większe lub słabsze zawilgocenie, zabagnienie, a czasem źródła o znacznej wydajności. Ruch wody przy tym porusza z gruntu i unosi drobniejsze cząstki, a nawet i piasek, pozostawiając na miejscu grubszy żwir i kamyki, które, jak prawie zawsze można stwierdzić, bardzo obficie występują w podłożu terenów źródliskowych. W poszczególnych przypadkach, z biegiem czasu mogą powstać w takich gruntach podziemne kanały i kawerny, a czasem jakby, głębokie na kilka metrów, studnie, ze stale i silnie płynącą wodą — są to źródła o wielkiej nieraz wydajności.

W majątku Oleszowice koło Szczuczyna Lidzkiego źródła takie wykorzystywano do częściowego zasilania stawów (zimochowów), a wydajność ich sięgała 30 l/sek. W majątku Wielka Rzesza źródło na brzegu łąki torfowej posiadało głębokość 4 m, w majątku Carlkiszki koło Święcian — powyżej 6 m. Wbrew twierdzeniu gen. Żylińskiego, jakoby na Polesiu źródła nie egzystowały, w roku 1934 w powiecie łuninieckim, pomiędzy Moroczą i Łanią, natrafiłem na wybitnie źródlisty teren na skraju wielkiego torfowiska.

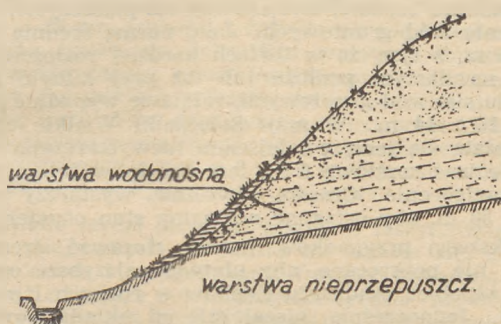
Nadmiar wody, sięgający najwyższych warstw gruntu a nawet jego powierzchni, wywołuje porost kwaśnej roślinności (przeważnie turzyc) oraz mohów (zielonych, hypnowych), okrywających czasem ściśle całe zbocza. Obumarłe szczątki roślin gromadzą się w znacznych ilościach,

nie ulegając, wobec nadmiaru wilgoci, rozkładowi i utlenieniu i wreszcie tworzą nawet grubsze pokłady torfu. Torfowisko takie nasiąka od dołu wodą źródlaną, a jednocześnie jak gąbka chłonie od góry wodę opadową i wodę spływającą po stokach z okolicznych wyniosłości. W okolicach bezleśnych, uprawnych, spływające z pól wody zawierają liczne namuły, części nawozowe, wreszcie rozpuszczone składniki mineralne, które są następnie osadzane w torfowisku i większość z nich pozostaje tam na stałe. Wody z gruntu oraz z większych źródeł zasilające torfowisko od dołu, przesączając się przedtem przez najrozmaitsze pokłady gruntu, rozpuszczają i unoszą pewną ilość składników pożytecznych dla roślin, zwłaszcza zawierających większe ilości wapna, które wzmaga i przyspiesza rozkład masy torfowej. Toteż zazwyczaj napotykamy torfy źródliskowe już w stanie silniejszego rozkładu (zmineralizowania). O ile torfowisko jest otoczone lasami, przychodzą doń wody znacznie uboższe, jakkolwiek wody z gruntu zawsze dostarczą mu pewną ilość składników mineralnych.

Początkową fazę powstawania torfowiska źródliskowego można obserwować na mokrych, spadzistych łąkach, zanieczyszczonych pastwiskach o podłożu ilasto-piaszczystym lub na zbitej warstwie wodonośnych żwirów. Pochylenie terenu sięga 60‰ — 200‰. Pokrycie roślinne płytkie (0,3 — 0,5 m), przesyczone wodą, która występuje na całej powierzchni gruntu prawie równomiernie. Roślinność kwaśna, turzycowa, gatunki nikłe i drobne, opanowane przez mchy hypnowe, wskutek czego wydajność łąki jest minimalna lub żadna. Teren bywa przeważnie otwarty lub słabo porasta krzakami olchy. Część dolna tej łąki, zazwyczaj nad brzegiem rzeczki lub strumyka, posiada charakter bardziej suchy, o glebie mineralnej, a roślinności prawie słodkiej. Pochodzi to stąd, że niskie stany wód w korycie rzeczki zapewniają częściowo (raczej okresowo) nawodnienie przyległych terenów, a namuliska piaszkowe, które rzeczka co roku na brzegach swych odkłada, podnoszą ich poziom i wywołują większą przepuszczalność gleby. Źródlisk wyraźnych w terenie jeszcze nie widać.

Procesy powstawania i rozwoju bagnisk źródliskowych odbywają się jeszcze w dobie dzisiejszej — przemawia za tym wiele okoliczności. Tym niemniej ściśle wyjaśnienie przyczyn i przebiegu zjawiska nie jest jeszcze możliwe z braku bezpośrednich badań i studiów w terenie. Należy przypuszczać, że procesy takie biorą początek w glebie ogarniając warstwy podglebia, a nawet mogą sięgać znacznie

w głąb podłoża macierzystego. Podstawę ich stanowią zapewne ruchy wód wglębnych i powierzchniowych, rozpuszczanie składników mineralnych oraz porywanie i unoszenie jak najdrobniejszych cząstek i osadzanie ich w głębszych warstwach podłoża, przez co zwiększa się znacznie jego nieprzepuszczalność. Można sobie wyobrazić, że gdzieś w mniej lub więcej pochyłym terenie, o gruncie średnio przepuszczalnym, na skutek spływu powierzchniowego i przesiąkania w głąb wód opadowych, nastąpi pewna segregacja i nagromadzenie takich najdrobniejszych cząstek w niższych warstwach podłoża, tworząc podkład nieprzenikliwy dla wody lub bardzo słabo przenikliwy. A że w warstwach wierzchnich pozostaje materiał o budowie grubszej (piaski i żwiry), zatem bardziej przepuszczalny i dostępny dla intensywniejszego ruchu cząstek wodnych, nasycenie gruntu wodą będzie się wzmacniało, a jednocześnie kierunek ruchu wody ulegnie zmianie — z pionowego na pochyły, wzdłuż utworzonej warstwy nieprzepuszczalnej. W rezultacie rozpocznie się stały wypływ (wyklinianie się) wody na stoku, który z biegiem czasu będzie się nawet potęgował, gdyż drobniejszy materiał gleby i podglebia zostanie wypłukany i uniesiony na zewnątrz.

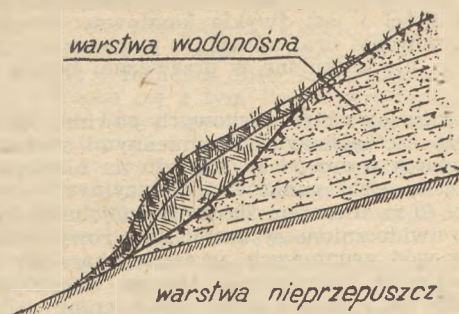


Rys. 1

Źródła na stoku (przekrój). Warstwa wodonośna leży na glinie lub ile; na zboczu, pod wpływem wykliniających się wód, wytworzyło się torfowisko wspomagane przez postępujące zbicie gruntu, zwłaszcza o ile stok jest zarośnięty i okrywa go ściółka leśna. Roślinność drzewna pochłania i wyparowuje znaczne ilości wilgoci, obniżając poziom wód gruntowych; z chwilą jednak usunięcia z powierzchni porastających drzew, warunki wodne terenu ulegają pogorszeniu i zawilgocony stok zaczyna wydzielać większe ilości wody, które spowodują postępujące zabagnienie terenu, porost kwaśnej roślinności i mchów.

Inny typ torfowisk źródłiskowych, a raczej może następną fazą ich rozwoju, posiada cechy jeszcze silniejszego zawilgocenia, przy pewnym zgrubieniu pokrywy torfowej do 0,5 — 1,0 m, która wówczas odpływa i oderwana od podłoża wznosi się ku górze. Powstaje tam chwiejne prawie płynne trzęsawisko co można z grubsza porównać z workiem gumowym nalany wodą lub z bąblem (odciskiem) na spracowanej dłoni. Takie „bąble wodne“ nie obejmują zazwyczaj większej powierzchni, sięgają najwyżej jednego — kilku hektarów, a spotykamy je na stokach, nieraz wzniesione wysoko nad dnem doliny. Pokrywa roślinna torfowiska składa się przeważnie z turzyc, wełnianki, czasem zarośli trzcin (phragmites) oraz dużej ilości mchów hypnowych i jest bardzo luźno związana z podłożem, które tworzą zbite warstwy wodonośnych żwirów lub ilastych piasków. Przykłady takich torfowisk są bardzo liczne. Często można widzieć około 1,5 hektara takich pływających chwiejnych, porośniętych trzciną torfów.

Można przypuszczać, że z biegiem czasu taka pływająca pokrywa roślinna, w miarę narastania torfu, które nie może się odbywać bardzo równomiernie na całej powierzchni, traci w pewnych miejscach dotychczasową spoistość, a może pod naciskiem wewnętrznych wód pęka i wody torują sobie drogę po zboczu, tworząc już wyraźne ciek — strugi wodne, warstwy torfowe zaś stopniowo osiadają na swym podłożu. Zabiegi ludzkie (przekopany rów) oczywiście procesy te mogą przyspieszyć, a młode pędy drzew liściastych — brzozy lub wierzy, krzaki olchy, z czasem silnie korzeniami swymi wiążą torfowisko z podłożem.

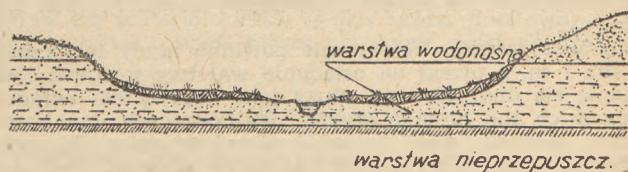


Rys. 2

„Bąbel wodny“ (przekrój). Warstwa wodonośna leży na glinie lub ile. Wybijające się źródła tworzą tzw. „bąbel“, pokryty warstwą torfu.

W dalszym ciągu, jeżeli dopływ wilgoci nie będzie przerywany, nastąpi rozwój torfowisk w takiej kolejności, jak zwykliśmy obserwować na torfach niskich w kotlinach rzecznych lub jeziorowych, z tą różnicą, że w miarę narastania masy torfowej, powstaną lokalne jej zgrubienia — uwypuklenia powierzchni, a w miejscach niższych zarysują się wyraźniej wysięki i ciekawy wodny, może nawet powstaną otwarte źródła. Teren cały przybiera w tym czasie typową postać „torfowiska źródłiskowego“, jak go najczęściej w naszych warunkach obserwować możemy.

W dalszej kolejności przemian, co się jednak rzadko bardzo obserwuje, pomiędzy źródłem i ciekami wodnymi na owych pagórkach torfowych, przy ich znacznym uwypukleniu nad poziom otaczających gruntów gdy wody ściekowe z pól w żaden sposób nie zdołają tam dotrzeć, mogą się pojawić kępy mchów sphagnowych oraz zarośla karłowatej sosny jeszcze pomieszaną z brzozą. Słowem, powstaje typ torfowiska o formach przejściowych. Narastające warstwy torfowe jak gąbka chłoną wody opadowe i wykliniające się od dołu wody gruntowe i pomimo parowania, zresztą w naszym klimacie niewystarczającego, poziom jej stale w torfowisku takim wzrasta, powodując jego rozszerzenie się, zagarnianie coraz dalszych i wyższych połaci gruntu, nawet położonych poza granicami pierwotnego zabagnienia.



Rys. 3

Źródłiska w dolinie rzecznej (przekrój). W środku nieckowatego wgłębienia, na warstwie wodonośnej, przepływa strumyk, na pobrzeżach którego pod wpływem wykliniających się źródeł utworzyło się torfowisko.

Z natury rzeczy są to torfowiska bogate w składniki mineralne a zwłaszcza wapno, wskutek dużej zawartości składników mineralnych w wodach oraz obfitości namulów i części nawozowych, splukanych z wyżej położonych pól i na torfowisku osadzonych. Stąd też rozkład torfu (jego zmineralizowanie) zazwyczaj jest daleko posunięty, a ogólny charakter gruntu, o czym świadczy roślinność, zawiera cechy torfowisk niskich. Jako materiał opałowy, torfy źródłiskowe posiadają małą wartość, są one stosunkowo płytkie i zbyt wiele zawierają popiołu. Jako tereny łąkowe natomiast mogą one po odwodnieniu i uprawie dawać bardzo dobre wyniki, będąc glebami zasobnymi i wdzięcznymi. Stroną dodatnią torfów źródłiskowych przy melioracji, którą należy podkreślić jest to, że nigdy prawie nie powstaje obawa przesuszenia terenu. Dopływ wód wglębnych, zasilających wilgocią korzenie roślin, odbywa się stale z niewielkimi jedynie wahaniami w swym nasileniu. Przez waloowanie możemy spowodować, że podsiąkanie wilgoci z warstw dolnych będzie dla roślin wystarczające. Jednak

osuszenie torfowisk źródłiskowych następuje częstokroć wielkie trudności i jest zwykle kosztowne; kosztowne też bywa i karczowanie oraz równanie powierzchni na podobnych torfach, nie uniknione w przeważnej liczbie przypadków.

Melioracje torfowisk źródłiskowych powinny być poprzedzone bardzo szczegółowymi i sumiennymi studiami w terenie. Niwelacja wymaga, że względu na nierówność terenu, dość gęstej sieci punktów niwelacyjnych — najmniej w odległości 40 m, a czasem 20 m i gęściej; musi być bardzo szczegółowo uwidoczniła sytuacja: stare rowy, cieki, otwarte źródła wód gruntowych, wreszcie charakter roślinności i zarośnięcie, zadrzewienie terenu. Bardzo dokładnie i gęsto poleca się wykonać sondowanie terenu: co najmniej jedną sondę na hektar powierzchni, a nawet gęściej, gdyż możemy mieć do czynienia z warstwą torfową o bardzo zmiennej grubości, rozmaitego pochodzenia i w rozmaitych stopniach rozkładu. Próby torfu, celem wykonania analizy chemicznej, muszą być pobierane z głębokości 20—30 cm od powierzchni. Należy przy sondowaniu notować rodzaj podłoża, pobrać też charakterystyczne próby, zbadać poziom i możliwie kierunek ruchu wód gruntowych, jak również w jaki sposób odbywa się spływ wód powierzchniowych z okolicznych i wyżej położonych terenów. Oczywiście sprawa odpływów wód musi być dokładnie zbadana, a swobodny odpływ zapewniony całkowicie.

Na podstawie dokonanych badań można przystąpić do opracowania projektu technicznej melioracji, która, opierając się na podstawowych elementach jakimi są: rowy otwarte, drenaż rurkowy, skrzynkowy i żerdziowy, musi poza tym uwzględniać ujęcie źródeł i takie obniżenie ich poziomu, aby dalsze prace osuszenia rowami i drenami nie były utrudnione — słowem do głębokości 1,6 — 2,0 m poniżej powierzchni terenu.

Stosowanie w torfowiskach źródłiskowych rowów otwartych z natury rzeczy musi być ograniczone, a to z uwagi na silne opady terenu, bliskość piaszczystego, kurżawkowego podłoża i mocne czasem wysięki wód gruntowych, co razem pociąga trudne i kosztowne umacnianie dna, a przede wszystkim potrzebę budowy stopni, w celu gubienia nadmiernych spadów, aby zmniejszyć prędkość spływających strug wodnych. Uniknąć całkowicie budowy rowów otwartych nie zdołamy, gdyż służą one jako odbiorniki dla drenów i do odprowadzania silnych źródeł, których wody mogłyby się nie mieścić w krytych rurociągach. Kierunki rowów (poza głównymi) lepiej obierać skośnie do warstw, aby zmniejszyć ich spad i aby lepiej chwytaly ruch wód zaskórnych.

Głębokość średnia rowów nie powinna nigdy być mniejsza niż 1 m, z uwagi na osiadanie warstwy torfowej i zamulanie się dna; gdy row służy jako odpływ dla urządzeń drenarskich lub posiada wyloty, wychodzących doń bezpośrednio sączków, musi posiadać głębokość taką aby urządzenia te miały zapewniony swobodny odpływ, czyli najmniej 1,2 do 1,3 m, a czasem do 1,5 m. Skarpy rowów projektujemy o pochyleniu 1:1,5, zaś przy torfie głębszym lub zastosowaniu odarniowania można dawać bardziej strome 1:1. Wobec większego rozkładu torfów źródłiskowych, trzeba skarpy często darniować do samego wierzchu rowu, aby zabezpieczyć na wiosnę przeciw kruszeniu się górnej warstwy pod burzą. W gruntach żwirowych lub kamienistych, płotkowanie bywa zbyt trudne, a nawet często niemożliwe do wykonania i pozostawiamy wówczas koryto w stanie naturalnym. W kurżawkach, przy płotkowaniu stosować należy wyjątkowo mocne i długie kołki, o średnicy 8—10 cm, a zabijając je skośnie pochyłone albo wzmacniać poprzeczkami, co nie zawsze jednak zabezpiecza od wychylenia i ścisnięcia do środka; pomocne mogą być krótkie drenaży, w miejscach szczególnie niebezpiecznych, skierowane do rowów.

Na torfach źródłiskowych prawie nie ma celu stosować zastawek do piętrzenia wody w rowach. Stały dopływ wody gruntowej usuwa obawy przesuszenia łąki, jednak gdy warunki terenu i wody stwarzają możliwości zastosowania nawodnienia użytkującego, może wówczas zająć potrzeba budowy na rowach niewielkich zastawek lub mniczków, które niezbędne piętrzenie wody zapewnią.

Aby osiągnąć dokładne odwodnienie terenu, konieczne przy uprawie mechanicznej, stosujemy na torfach źródłiskowych urządzenia drenarskie w postaci drenów żerdziowych, skrzynkowych (Butza) i zwykłych rurkowych, o ile oczywiście nikłosek spadków nie stanie na przeszkodzie, a jest to prawie moment decydujący, gdyż obfitość tlenków zawar-

tych w torfowisku i drobne piaski (kurżawki) podłoża wymagają znacznych szybkości wody dla usuwania ich z przewodów drenowych. Średnice rurek i rynien nie mogą być przy tym zbyt małe, aby i wielkie zazwyczaj ilości wód zaskórnych były sprawnie odprowadzone. Nie należy zatem stosować spadów mniejszych niż 5‰ zarówno dla sączków, jak i dla drenów żerdziowych, gdzie obawa zamulania jest mniejsza, jednak opory tarcia pomiędzy chropowatymi i nierównymi żerdziami mogą być znaczne.

Przewidując średnią głębokość założenia drenów na 1 m — 1,1 m, na podstawie badania budowy i rodzaju gruntu, ustalamy rodzaj drenów oraz rozstaw poszczególnych sączków, wychodząc z założenia, że o ile drenaż wypadnie zakładać już w warstwach mineralnych, będziemy stosować rurki, dla torfowisk głębszych ponad 1,2 m możemy dać drenaż żerdziowy, a tam gdzie głębokość torfowiska jest zmienna, większa czasem lub mniejsza niż 1,1 m, będziemy stosować drenaż skrzynkowy Butza. Oczywiście w gruntach kurżawkowych styki rurek drenowych i rynny z desek muszą być starannie okrywane mchem lub torfem, aby powstałe stąd filtry nie dopuszczały piasku i tlenków żelaza do wnętrza.

Przy określaniu rozstawu drenów decyduje grubość warstwy torfu, stopień rozkładu masy torfowej, rodzaj podłoża (czy będzie ono bardziej zwężone, czy też piaszczyste), wreszcie nasilenie wód gruntowych. Jako normę średnią przyjąć można 20 m, z tym, że w torfach bardziej rozłożonych lub płytkich na ilastym podłożu lub też przy silnym nacisku (wybijaniu się) wód gruntowych, rozstaw wypadnie zmniejszyć do 16 i 14 m. W maj. Soleczniki Wielkie odległość 10 m okazała się jeszcze miejscami niewystarczająca i wypadło stosować rozstaw 6 m, lecz był to wyjątkowy przypadek zawilgocenia. Czasem odwrotnie, wystarczy zupełnie odległość 30 m, aby osiągnąć normalny stan osuszenia.

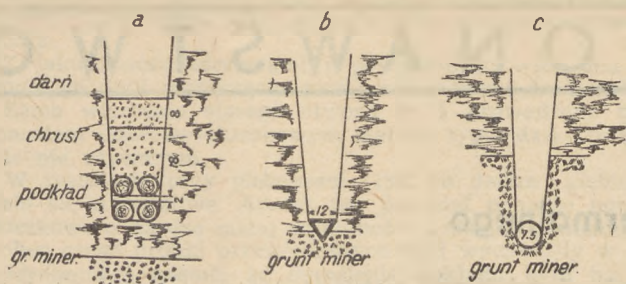
W większości przypadków należy stosować drenowanie podłużne, nie poprzeczne, aby ułatwić najszybsze osączenie gruntu i zapobiec osadzeniu tlenków w rurkach i pomiędzy żerdziami. Jednocześnie, niezależnie od układu powierzchni, jeżeli torfowisko będzie uprawiane, bywa wskazane zastosowanie chociażby niegłębokich rowów opaskowych, dla ujęcia spływających wód powierzchniowych, zwłaszcza jałowych — poleśnych, które zalewając teren nadmiernie obciążają sieć drenarską, a nawet mogą zniweczyć działania urządzeń.

Nie należy projektować drenów zbyt długich. Drenaż rurkowy i skrzynkowy nie powinny przekraczać 150 m długości, zaś żerdziowe drenaży nawet 100 m. Drenaż żerdziowy, w postaci ciągów prostych bez załamania, wypuszczać należy wprost do rowów otwartych, zaś skrzynkowe (Butza) i rurkowe wypadają czasem łączyć w niewielkie systemy, o pow. powyżej 2 — 4 ha.

Jeżeli drenowanie torfowiska wykonamy stosując budowę owych odrębnych systemów drenarskich, to średnicę należy obliczać na spływ co najmniej 2 l/sek z hektara i można w tym celu od razu posilkować się wykresami z atlasu Schewiora lub obliczać je wg wzorów na przepływ w przewodach zamkniętych. Średnice zbieraczy zastosowane wg powyższej normy spływu miały sposobność sprawdzić drogą eksperymentalną na drenowanych łąkach i stwierdzić, że założenia te są całkowicie wystarczające i odpowiednie. Ale w gruntach żelazistych i przy mniejszych niż 5‰ spadach lepiej jest i bezpieczniej wypuszczać je, jako pojedyncze sączki, od razu do rowu odbiorczego (dostatecznie głębokiego), zaopatrując drenaż rurkowy przy ujęciu w małe, drewniane, zbite z 4 deseczek wyloty.

Średnice sączków w drenach rurkowych nie mogą być mniejsze niż 5 cm, czasem, na żwirowym podłożu, przy silnym nacisku wód gruntowych, wypadnie stosować dla poszczególnych sączków 7,5 cm. Drenaż Butza lub o kształcie trójkątnym lepiej wykonywać z desek szerszych, aby światło przewodu nie było mniejsze niż 10 × 10 cm, a nawet stosować rynny o przekrojach 12 × 12 cm i większych, gdyż wzrost kosztów z tego tytułu nie będzie wielki, a sprawność urządzenia wzrośnie.

Drenaż żerdziowy układa się z 2, 3 najczęściej 4, a czasem i 5 żerdzi z podkładkami wewnątrz, aby nie uległy przesuwaniu i uciskaniu. Dno rowka powinno być starannie oczyszczone z okruchów i możliwie wyrównane, należy też przestrzegać, aby materiał był odpowiedni i aby ze względów oszczędności nie stosować cienkich drągów. Średnice żerdzi nie mogą być mniejsze niż 5 cm, lecz najodpowiedniejsze są 8 do 10 cm, bo takie będą trwalsze i przestrzenie



Rys. 4

Dreny na łące torfowej. a) dren żerdziowy — 4 żerdzie z podkładką, u góry chrust, wyżej darnina, dren leży w torfie, b) dren Butza (trójkątny), korytko drenu leży na gruncie mineralnym, c) sacek rurkowy na płytszym torfie, zagłębiony do gleby mineralnej (podłoże).

między nimi większe. Bezwzględnie należy, po ułożeniu w rowku a przed zasypaniem, przykryć żerdzie warstwą podłużnie układanych gałęzi. Warstwa ta posiada zazwyczaj 20 — 25 cm grubości i dopiero na nią układamy darni, odwróconą trawą do dołu. Bez warstwy chrustu, żadne przykrywanie darnią, nawet najstaranniej ułożoną, nie zapobiegnie zasypaniu i zatkanu drenu okruszami rozkładającego się torfu. Przy drenowaniu żerdziowym żadnych specjalnych wylotów nie stosujemy, po prostu żerdzie wystają nieco poza skarpę rowu, a koniec rowka nad nimi zakłada się do poziomu terenu darnią „na mur“.

Zastąpienie żerdzi (drągów) kiszkami faszynowymi w warunkach miejscowych po prostu nie opłaca się, gdyż drut, wiązanie kisk i przygotowanie faszyny wypadają znacznie drożej, niż najlepsze 5-6 m długości żerdzie, już oczyszczone z gałęzi. Natomiast bardzo wskazane i niezastąpione bywa zakładanie grubych, o średnicy 25 — 35 cm, kisk faszynowych (pojedynczych) w dnie starych, przeznaczonych do skasowania, rowów otwartych i częściach koryt zasypanych potoków (prostowanych), które pomimo starannego nawiezienia ziemią tworzą na łąkach mokre smugi, niezmiernie trudne do uprawy, gdyż konie i narzędzia nawet w suchej porze roku zapadają tam i grzęzną. Kiszki te, nawet z małym spadem ułożone (a nie powinny być bardzo długie), dosyć sprawnie usuwają nadmiar wilgoci z rozmiętego gruntu.

Bardzo duże znaczenie przy odwodnieniu torfów źródłiskowych posiada obniżenie poziomu i ujęcie źródeł wody zaskórnej jeszcze przed wykonaniem szczegółowych prac melioracyjnych. Ujęcie to można wykonać albo przez wbudowanie drewnianego zrębu studziennego lub też ustawienie studzien betonowych z rur o średnicy 0,6 — 0,8 m, wpuszczonych w podłoże mineralne (żwirowe), na głębokości 1 — 2 m, zależnie reszta od wymiarów i głębokości źródła, z którego wody się wydostają. Ze studzienki takiej rowem otwartym, czasem kanałem krytym założonym na głębokości jaka jest potrzebna dla racjonalnego obniżenia lustra wody w źródle, nadmiar jej odprowadzić należy do głównego rowu odpływowego.

Obniżenie poziomu wody w źródłach bywa niezbędne dla umożliwienia robót drenarskich w ich zasięgu i musi je poprzedzać, gdyż bez tego nie da się wykonać rowków drenowych, a tym bardziej ułożyć prawidłowo rurociągów (saczków).

W gruntach nadmiernie zakwaszonych, obfitujących w złoża żelaza czasem taki pierścień studni betonowej w poziomie terenu ulega rozkładowi i skruszeniu, a zatem w tych warunkach albo nie należy studni wyprowadzać wyżej nad poziom gruntu, albo lepiej po prostu ustawić skrzynię (zrąb) z drewnianych, mocnych dyli, jak się to robi przy wiejskich studniach.

Zbyt pośpieszne i doraźne odwodnienie torfowisk źródłiskowych nie jest wskazane i najczęściej nie da się skutecznie przeprowadzić, gdyż późniejsze osiadanie pokrywy torfowej, wskutek zmiennej grubości i rozkładu, odbywa się nierównomiernie. W torfach głębszych wpływa to na zmianę zmniejszenia spadów drenów, a przez to i na ich słabsze działanie. Wody gruntowe częstokroć zmieniają kierunek swych cieków i po roku lub dwóch okazuje się, że urządze-

nia wymagają dodatkowych uzupełnień: zagęszczenia saczków lub nawet ich pogłębienia. Ujawniają się nowe źródła, które trzeba ujmować i odprowadzać. Słowem, teren musi być pod baczną i fachową obserwacją nawet czas dłuższy 2 i 3 lata i trzeba się z tym liczyć przystępując do robót melioracyjnych. Praca powinna być programowo ułożona, wykonywana etapami i systematycznie, a uprawa ściśle przystosowana do tych etapów, aby posunięte za daleko lub przedwcześnie zabiegi rolnicze nie zawiodły i nie naraziły rolnika na nieobliczalne straty, a kierownika robót na zaraz niedbalstwa lub nieumiejętności.

Urządzenia drenarskie na torfach źródłiskowych, jeżeli rurki będą dobre i dobrze ułożone, są tak samo trwałe, jak na gruntach mineralnych. Dreny żerdziowe mogą funkcjonować bez usterek kilkanaście lat. Sprawdziłem to odkopując żerdzie leżące w torfowisku ponad 16 lat. Drągi olchowe nie były zbutwiałe, a drzewo tak zdrowe i świeże, jakby układane przed kilku zaledwie miesiącami. Najmniej może trwać okazują się dreny skrzynkowe, ale i te wytrzymują ponad 10 lat.

Główne niebezpieczeństwo zagrażające wszystkim bez wyjątku rodzajom urządzeń drenarskich w torfach źródłiskowych stanowi osadzanie się tlenków żelaza, które zatykają przewody, zamulają dreny żerdziowe najczęściej w pobliżu ich ujścia (wylotów) do rowów. Zjawisko to powstaje na skutek silniejszego utlenienia spływających drenami wód, a zatem i większego strącania tlenków żelaza, które w postaci żółtej lub czerwonej, galaretowatej masy zamykają światło rurek i rynien. Dokoła wylotów drenów z czasem (po 2 — 3 latach) narastają całe pagórki rudy żelazowej i wówczas nie pozostaje nic innego jak odkopać i otworzyć dren na przestrzeni kilku, czasem kilkunastu metrów, rurki lub żerdzie wyjąć, rowek oczyścić i na nowo wszystko ułożyć. Taki zabieg raz wykonany najczęściej już nie wymaga powtórzenia, gdyż z biegiem czasu, dzięki drenom, grunt pozbywa się nadmiaru żelaza — zostaje ono wypłukane — a od drobnych ilości przewody drenowe, przy dostatecznych spadkach, uwalniają się samoczynnie.

Przerastanie drenów korzeniami roślin, jeżeli torfowisko jest czyste i uprawione, prawie się nie zdarza i z tej strony niebezpieczeństwo zatkania urządzeń nie zagraża.

Koszty odwodnienia torfów źródłiskowych wynoszą mniej więcej tyle samo co i drenowanie pól. Należy jednak zaznaczyć, że stosowanie drenów rurkowych kalkuluje się taniej (prawie o 50%) niż drenów skrzynkowych z desek, których przecinanie, formowanie, zbijanie i układanie jest kłopotliwe, zaś materiał (deski) — dziś bardzo kosztowny — posiada trwałość o wiele niższą niż dobre rurki gliniane.

Wnioski

- Torfowiska źródłiskowe stanowią bardzo dobre i wdzięczne tereny łąkowe, zasobne w składniki mineralne (wapno) i po odwodnieniu (przeważnie drenami) i zagospodarowaniu produkujące stale duże ilości bardzo dobrej paszy.
- Tereny takie z reguły nie nastroczają prawie obawy przesuszenia, a przeciwnie — nawet w okresach suszy wiosennych — mają stały dopływ wilgoci drogą podziemną.
- Poziom wód gruntowych nie ulega tak znacznym wahaniom, jak w płaskich torfowiskach w szerokich dolinach rzecznych lub kotlinach pojeziornych w okresach suszy lub długotrwałych słoń.
- Melioracja torfów źródłiskowych nie nastrocza większych trudności technicznych, gdyż: a) nie wymaga wielkich i długich rowów odpływowych, raczej dobrego umocnienia dna i gubienia spadów, b) na dreny może być użyty nawet b. lichej materiał drewny.
- Konserwacja urządzeń jest prosta i niekosztowna.
- Ponieważ istnienie torfów źródłiskowych jest połączone z pewną falistością terenu, zwłaszcza w dolinach mniejszych rzeczek i strumyków, jest wskazane podjęcie bardziej szczegółowych badań w tym kierunku, tak pod względem rozmieszczenia, jak i właściwości lokalnych takich torfowisk: głębokości zalegania, składu chemicznego, stopnia rozkładu, nasilenia wodnego.
- Na specjalną uwagę zasługiwałyby okolice południowe Polski, Dolny Śląsk, Pomorze oraz ziemie woj. olsztyńskiego.

DZIAŁ IV – WYKONAWSTWO

PROF. INŻ. WŁADYSŁAW KOLLIS

Budowa źródła termalnego

Odnalezienie źródła mineralnego było dawniej dziełem przypadku. Wystarczyło bowiem zwrócić uwagę na sączącą się z ziemi wodę. Zbadanie właściwości źródła było już znacznie trudniejsze. Wymagało systematycznych obserwacji, badań naukowych, laboratoryjnych i klinicznych. Badania te były różne, zależnie od wiedzy ludów na których terytorium źródła te występowały.

Po pewnym jednak czasie źródła wyczerpały się. Mijały często wieki zanim własności ich zmieniły się o tyle, że źródło przestało być źródłem mineralnym.

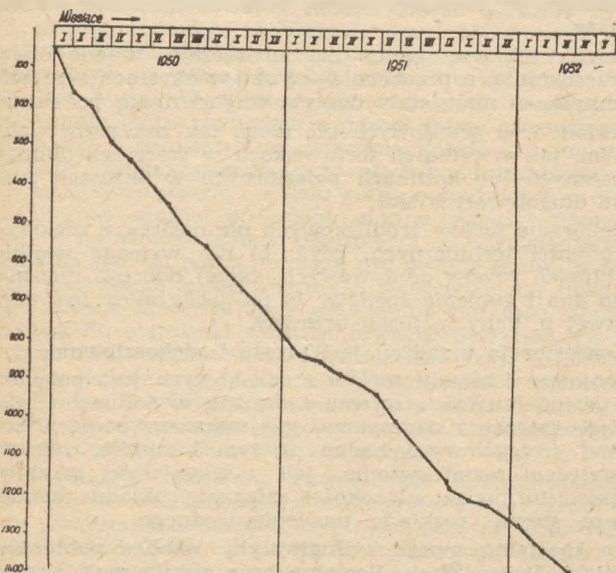
Przyczyny tych zmian były różne. Jak wiemy woda mogła znaleźć inną drogę i wystąpić w innym miejscu. Mogła się wyczerpać sól, dwutlenek węgla lub inne składniki i woda stopniowo wysłodziła się. Mogło zająć rozcieńczenie wód inną dopływającą z boku wodą gruntową lub deszczową. Wreszcie w wielu przypadkach przyczyną zaniku źródła był człowiek z jego niewłaściwą gospodarką. Często bowiem woda mineralna znajdowała sobie inną drogę dzięki przerwanemu przez człowieka naturalnym kanałom którymi poprzednio płynęła.

W ten sposób zginęły źródła w Wałbrzychu, w Jedlinie, a są w zaniku w innych uzdrowiskach. Zjawisko to jest groźne i tym groźniejsze, że zanik własności leczniczych postępuje powoli, niepostrzeżenie.

W przypadku zaniku źródła pozostaje konieczność poszukiwania nowej drogi, którą znalazła sobie woda dotąd zasilająca źródło. Leży ona zazwyczaj na większej głębokości i dostać się do niej można tylko za pomocą wiercenia. W ten sposób uzdrowiska stały przed nowym problemem poszukiwania źródeł w głębinach. Dziś głębokość tych źródeł jest poważna.

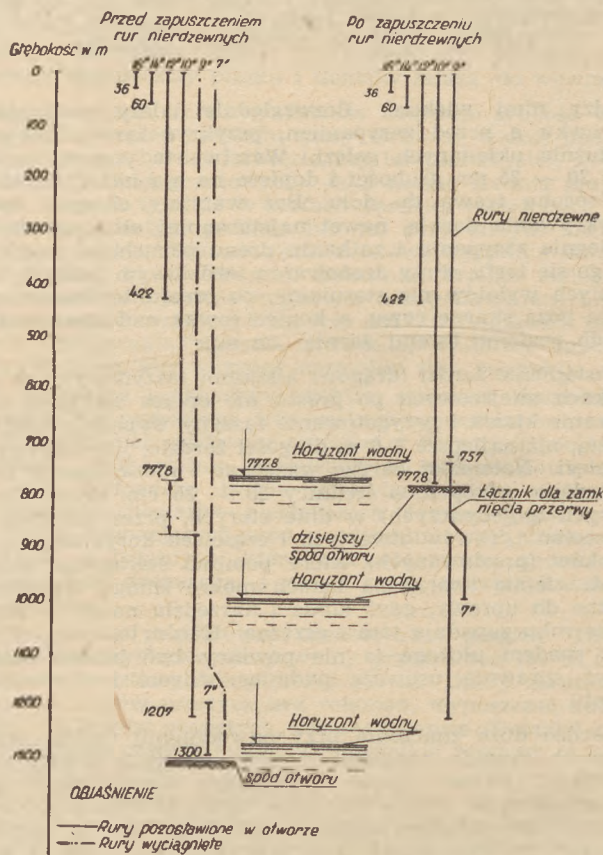
* * *

Ostatnio zostało odwiercone nowe źródło mineralne na głębokości prawie 1400 m. Nie jest to jeszcze głębokość ostateczna. Należy przypuszczać, że w przyszłości głębokości źródeł będą jeszcze większe. Wspomniane źródło ukończono w ubiegłym roku po 5-letnich przygotowaniach i przeszło dwuletnim wierceniu. Postęp wiercenia pokazany jest na rys. 1. Przebieg krzywej wiercenia nie uwzględnia dwóch przerw w pracy powstałych na skutek opóźnienia dostaw materiałów, potrzebnych do zabezpieczenia otworu przed zasypaniem. Wiercenie prowadzimy metodą linowo-udarową, według systemu opracowanego i stosowanego do głębokich wierceń w ostatnich



Rys. 1. Krzywa postępu wiercenia źródła nr 2.

latach. Zasadniczymi częściami aparatu wiertniczego były 3 bębny do nawijania lin, przy czym każdy bęben poruszany był silnikami parowymi o mocy po 60 KM każdy. Jedynie bęben wielokrążkowy poruszany był tylko jednym takim silnikiem.



Rys. 2. Otwór nr 1 przed i po zapuszczeniu rur nierdzewnych.

Wieża wiertnicza zbudowana była z drewna o przekroju każdej nogi 1120 cm². Przekrój ten jest dwukrotnie większy od przekroju stosowanego w wieżach wiertniczych przemysłu naftowego. Zdecydowano się na wieżę drewnianą z obawy przed silnie korodującą solanką, którą spodziewano się nawiercić. Jak 150-letnie przeszło doświadczenia wykazały, drewno konserwuje się w solance bardzo dobrze i nawet na przemian następujące wysychanie i zwilżanie ponownie solanką nie może drewnu zaszkodzić. Stwierdzić to łatwo na budowach wzniesionych jeszcze przez Staszica.

W czasie organizacji wiercenia przewidywano duże trudności do przewyciężenia podczas prac wiertniczych. Obawiano się, że w pewnej głębokości wiercenie będzie bardzo trudne, a nawet trzeba będzie go zaniechać. Obawiano się także, że nawiercona solanka będzie miała silne własności korodujące, które spowodują szybkie zniszczenie rur okładzinowych.

Obawy te powstały na tle doświadczeń z lat 1925—1932, kiedy wiercono źródło nr 1. Źródło to przysporzyło ówczesnemu kierownictwu tyle zmartwień i kłopotu, że na pewno nie zdecydowałoby się ono na wiercenie nowego źródła. Dzisiejsze kierownictwo było inne, ożywione dużym zapałem i chęcią jak najlepszego wykonania tak pożądanej inwestycji. Nie lekceważyło sobie bynajmniej doświadczeń

czeń minionego wiercenia, zdawało sobie jednak dokładnie sprawę z trudności, jakie czekają przy wierceniu nowego źródła.

Z jakimi doświadczeniami z poprzedniego wiercenia liczone się przy rozpoczęciu pracy nad nowym źródłem?

Samo wiercenie starego otworu nr 1 prowadzone było aparatem udarowo-płuczkowym starego typu, dziś już nigdzie nie używanym.

W rezultacie przy głębokości 1300 m dalsze głębenie stało się niemożliwe. Aparat ten posiadał ponadto pompy płuczkowe o bardzo małej wydajności i niskim ciśnieniu — wobec czego próbki przewiercanych skał wychodziły w tak rozdrobnionej postaci że określenie pokładu było bardzo mozolne.

Dalszą trudnością była walka z korozyjnością nawiercanej solanki. Otwór eksploatowano tylko 3 lata. W trzecią rocznicę oddania do eksploatacji nastąpiło urwanie się rur przeżartych przez korozję i upadek kolumny na dno otworu.

Dalsze 3 lata pracy nad uporządkowaniem otworu kosztowało dużo wysiłku i pieniędzy. Ostatecznie huta wykonała rury z materiału nierdzewnego i zapuszczono je do otworu, niestety już tylko do 757 m — dalej rury iść nie chciały. Przekrój otworu nr 1 podany jest na rys. 2.

Jak widzimy wyniki dawnego wiercenia nie były zachęcające. Dlatego z tym większą rozważą rozpoczęto wiercenie nowego źródła nr 2, które trwało przeszło 2 lata. Wskaźniki czasowe tego wiercenia są dość charakterystyczne i układają się następująco:

Wiercenie	46,33%
Ciągnięcie i zapuszczanie	9,57%
Zmiana narzędzi	1,62%
Łyżkowanie	12,67%
Rurowanie	5,43%
Wyrabianie nasypu	1,76%
Patronowanie	2,52%
Zamykanie wody	5,81%
Instrumentacje	1,19%
Uzupełnienie i wymiana urządzeń	2,25%
Naprawa maszyn	1,95%
Naprawa żurawia	2,53%
Przewiercanie kurzawki	3,12%
Różne drobne roboty i stojki	3,25%

Razem 100%

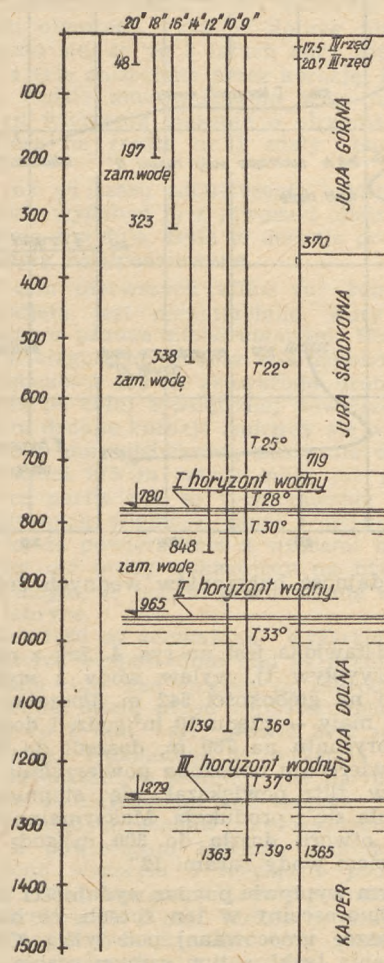
Wyniki te wskazują w pierwszym rzędzie na ofiarną pracę załogi szybowej. Zwraca poza tym uwagę znikomo mała strata czasu na instrumentację, tj. usunięcie z otworu pozostawionych w nim załamanych narzędzi, duży odsetek czasu zużyty na czyste wiercenie, wreszcie mniejsza niż normalnie strata czasu na łyżkowanie urobku. Ostatnia okoliczność nie jest zresztą zasługą załogi, a skutkiem samowypływu wody, który rozpoczął się już od głębokości 542 m i trwał do czasu ukończenia wiercenia.

Samo wiercenie przebiegało w warstwach stosunkowo łatwych do przewiercania, choć przeważnie twardych. Były to pokłady jurajskie, które rozpoczęły się na głębokości 22 m i skończyły się na 1365 m. Najgorsza do przewiercania była warstwa sypliwych szaro-zielonych iło-łupków liasu środkowego od 854 — 943 m.

Łupki te wymagały z powodu swej sypliwości dużego nakładu pracy podczas ich przewiercania do tego stopnia, że postęp wiercenia obniżył się wówczas więcej niż dwukrotnie. Stanowiły one poza tym warstwę izolującą, która, jedyna w czasie całego wiercenia, spowodowała przymknięcie wody.

Zamykanie wód przy pomocy iłowania przeprowadzono 3-krotnie. Po raz pierwszy zamknięto wody gruntowe oraz pierwsze solanki o małej mineralizacji rurami 18" na głębokości 197 m. Drugie zamknięcie wody wykonano rurami 14" na głębokości 558 m. Było to zamknięcie zabezpieczające główne horyzonty węgłne od wód gruntowych i pierwszych słabych solanek — i odwrotnie, zabezpieczające przenikanie wód bardziej zmineralizowanych, głębiej leżących do warstw leżących bezpośrednio pod powierzchnią ziemi. Zauważono bowiem, że nawet małe ilości soli są wystarczające do spowodowania wysychania roślinności. Stwierdzono, że w czasie przypadkowych wycieków solanki przy pęknięciu rurociągów uległo zniszczeniu wiele drzew, a ziemia pokryła się trawami charakterystycznymi dla stepów słonych.

Trzecie zamknięcie wody zamknęło I horyzont solankowy rurami 12" na głębokości 848 m. Spodziewano się, że w ten sposób horyzont wodonośny odpowiadający horyzontowi produkującemu w starym źródle nr 1 zostanie oddzielony od horyzontu II, leżącego poniżej. Ze takie połączenie między źródłem 1 i 2 faktycznie istnieje stwierdzono podczas przechodzenia horyzontu I. Zależność wydajności i ciśnienia rzucała się w oczy.



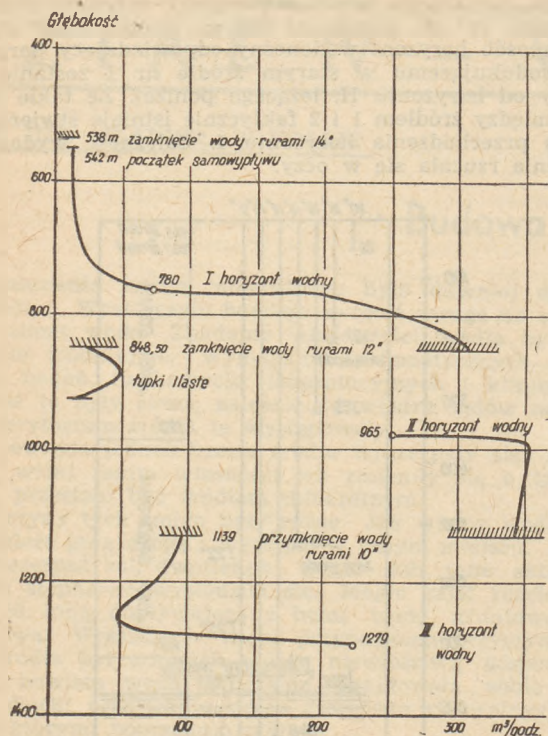
Rys. 3. Przekrój otworu nr 2.

Przekrój źródła nr 2 widać na rys. 3. Uwidoczniono na nim oprócz schematu zarurowania i zasięgu głównych formacji geologicznych także występowanie dalszych horyzontów wodnych. W szczególności oprócz opisanego wyżej horyzontu I występującego na głębokości 780 — 788 m, zaznaczone są horyzonty II i III.

Horyzont II nawiercono na głębokości 965 m. Horyzont ten projektowano eksploatować po ukończeniu wiercenia. Nie było jeszcze wówczas dokładnego obrazu co do występowania wód poniżej I horyzontu tj. poniżej 780 m. Działo się to dlatego, że poprzednie wiercenie, jak wspomniano, wykonane było przy pomocy płuczki udarowej czyli tzw. systemu Raky. Nie określano więc dokładnie miejsc występowania dalszych horyzontów. Prócz tego dopiero w czasie wiercenia źródła nr 2 można było ustalić upad warstw i okazało się, że analogiczne warstwy zalegają w źródle nr 2 o 100 m płycej niż w źródle nr 1.

Na podstawie tych przesłanek postanowiono wody z horyzontu II nie zamykać rurami 10", a ustawić te rury przy spodzie otworu i następnie rozpocząć wiercenie rurami 9". Tymczasem woda z tego horyzontu przymknęła się. Okazało się to bardzo korzystne, ponieważ na głębokości 1279 m nawiercono zupełnie niespodziewanie III horyzont solanki. Horyzont ten uwzględniając zapad warstw wystąpiłby w źródle nr 1 dopiero na głębokości 1379 m, a tej głębokości stare źródło nie osiągnęło.

Tak więc każdy z horyzontów wodnych został zamknięty osobną kolumną rur: I horyzont rurami 12", II horyzont rurami 10", wreszcie III horyzont znajdował się w czasie wiercenia poza rurami 9". Wydajność poszczególnych ho-



Rys. 4. Wydajność horyzontów wodnych źródła nr 2.

ryzontów przedstawiona jest na rys. 4. Jak z niego wynika pierwszy samowypływ tj. wylew wody z wylotu otworu zaobserwowano na głębokości 542 m. Początkowo wypływ ten był bardzo mały — rzędu $10 \text{ m}^3/\text{godz.}$ i dopiero po nawierceniu I horyzontu na 780 m, doszedł do $200 \text{ m}^3/\text{godz.}$ Przy dalszym wierceniu obnażona powierzchnia produkcyjna — czyli tzw. filtr powiększał się stopniowo i razem z nim zwiększała się i produkcja. Maksymalna obserwowana wydajność otworu doszła do $300 \text{ m}^3/\text{godz.}$ na krótko przed zamknięciem wody rurami 12".

Przy tak silnym wypływie pomiar wydajności wykonywano przy pomocy fluorosceny w ten sposób, że barwik zapuszczano we flaszkę umocowanej pod łyżką. Obserwowano chwilę postawienia łyżki, a tym samym rozbicia flaszki na spodzie otworu i mierzono sekundomierzem czas wypływu zabarwionej wody z otworu. Sposób ten początkowo dawał dobre wyniki, lecz przy większych głębokościach flaszka nie wytrzymała ciśnienia zewnętrznego, pękała wcześniej i dawała mylne rezultaty. Dlatego sposobu tego musiano zaniechać.

Zastosowano więc znany sposób pomiaru wydajności przez użycie przelewu Ponceta. Horyzont II miał wydajność jeszcze większą — przekroczyła ona wielkość $350 \text{ m}^3/\text{godz.}$ Horyzont II posiadał jednak znacznie mniejszą miąższość, jak to zreszto łatwo wnioskować z rysunku, obserwując krzywą wydajności horyzontu II. Widać na niej wyraźnie utrzymywanie się wydajności na jednej linii pionowej, a nawet lekki spadek w miarę zaruwowywania otworu.

Z tego samego rysunku widać, że postawienie rur 10" na spadojcie otworu i wiercenie w rurach 9" spowodowało przymknięcie wody horyzontu II i spadek wydajności do $50 \text{ m}^3/\text{godz.}$ Dopiero nawiercenie III horyzontu wodnego na 1279 m dało rażącą zmianę wydajności. Z $50 \text{ m}^3/\text{godz.}$ wydajność nagle wzrosła do $2225 \text{ m}^3/\text{godz.}$

Horyzont III podobnie do horyzontu II nie zależy od długości filtru a przy dalszym wierceniu i rurowaniu otworu wydajność jego szybko spada. Być może, że obie te wody — zarówno z horyzontu II jak i III — są wodami szczeniowymi.

Z punktu widzenia lecznictwa ilość wody jest tylko jednym z warunków opłacalności jej wydobywania. O wiele ważniejsze są inne warunki, a więc mineralizacja i temperatura. Lepiej jest mieć mniej wody, a silniej działającą na organizm ludzki, niż więcej wody bezwartościowej

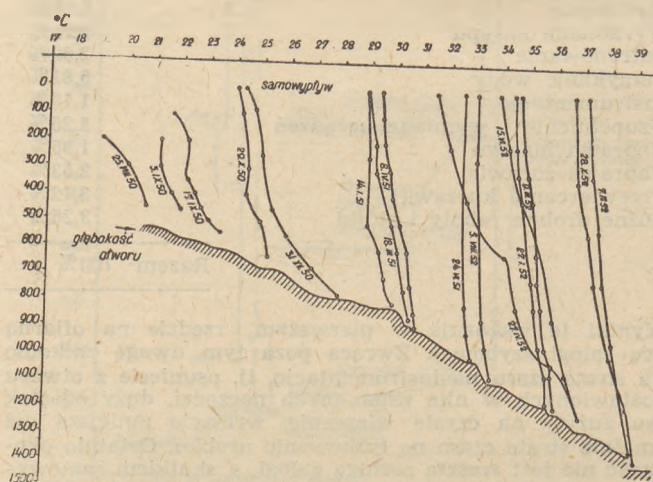
z punktu widzenia leczniczego. To samo odnosi się do temperatury. Zauważono bowiem, że woda wydobywająca się z ziemi, o ile posiada temperaturę wyższą, silniej działa na organizm człowieka aniżeli woda, nawet więcej zmineralizowana, o niższej temperaturze.

Źródło o temperaturze wody powyżej 20°C nazywa się termą albo cieplicą. Znane są np. od czasów rzymskich termy budapeszteńskie, od kilku wieków termy w Cieplicach na Dolnym Śląsku. Na ziemiach polskich znamy oprócz Cieplic także Ozorków, Ciechocinek, Zakopane, gdzie występują wody o charakterze ciepliczym.

Oba źródła zarówno stare nr 1 jak i nowe nr 2 są jednocześnie źródłami mineralnymi i cieplicami.

Nie można się dziwić, że wobec tak wielkiej wagi jaką przywiązuje świat lekarski do tych własności wód źródłanych — przy wierceniu otworu nr 2 zwrócono szczególną uwagę na badanie objawów w głębi ziemi w opisanych kierunkach. Zarówno badania temperatury jak i składu wody nawiercanej były wielokrotnie przeprowadzane przez profesorów Uniwersytetu Warszawskiego i Poznańskiego (prof. dr Stenz, prof. dr Smytówna).

Temperatura otworu była badana w czasie wiercenia około 20 razy. Termometry były zapuszczane do otworu na linie stalowej na różne głębokości, tak że każdy pomiar pozwalał ustalić nie tylko temperaturę w głębi ziemi, ale także spadek temperatury w miarę wydobywania termometru. Okazało się przy tym, że spadek temperatury zależy nie tylko od głębokości, ale przede wszystkim, od szybkości wypływu wody. Przy normalnym wypływie spadek temperatury wynosił około $1,5 - 2^\circ\text{C}$ na długości 1300 m, tj. nieco więcej niż $1/1000^\circ\text{C}$ na każdy metr.



Rys. 5. Temperatura w źródle nr 2 w czasie wiercenia.

W czasie pomiaru w dniu 27 kwietnia 1952 r., kiedy wypływ był wyjątkowo mały i wynosił zaledwie około $10 \text{ m}^3/\text{godz.}$ różnica temperatur pomiędzy spodem otworu a wylotem wynosiła około $5,5^\circ\text{C}$, co jest około 3-krotnie więcej niż spadek przy pełnym wypływie.

Na rys. 5 przedstawione są wyniki poszczególnych pomiarów temperatury podczas wiercenia. Jest dość łatwo z poszczególnych krzywych wysnuć szereg wniosków. Nad tym jednak zagadnieniem nie zatrzymamy się dłużej z powodu wąskich ram niniejszego artykułu. Można m. in. zauważyć na nich np. działanie przewiercanych pokładów na temperaturę. Szczególnie wyraźnie zarysowuje się to przy wolniejszych wypływach.

Sama technika pomiarów posiada szereg ciekawych momentów. Wspomniemy o jednym. W czasie badań temperatury w starym źródle nr 1 przez prof. Arctowskiego różnica temperatur między dnem otworu a wylotem była tak wielka, że rozważano zagadnienie straty temperatury jako osobny problem i zastanawiano się jak zaradzić tak dużemu spadkowi. Obmyślano i opracowywano szereg sposobów izolowania rur okładzinowych na całej długości otworu. Proponowano wykonywać rury z materiałów trudniej przewodzących ciepło. I, być może, sprawa ta byłaby nierozstrzygnięta i do dziś, gdyby prof. Arctowski nie zauważył, że spadek temperatury jest tylko pozorny. Ter-

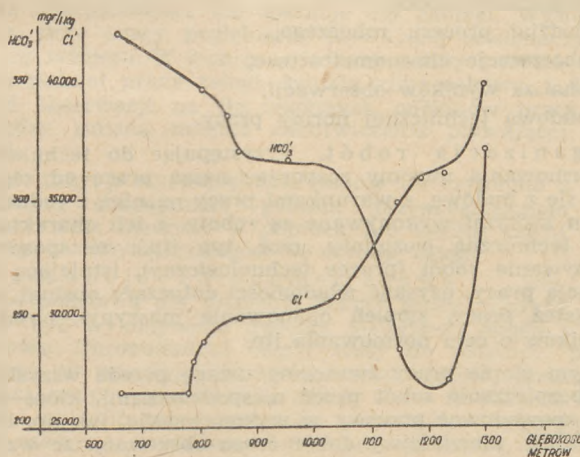
momentr opuszczony na spód otworu znajdował się w środowisku o bardzo wysokim ciśnieniu, przekraczającym nieco 138 atmosfer. Przy tak wielkim ciśnieniu szkło ulegało deformacji, objętość pęcherzyka z rtęcią zmniejszała się i słupki rtęci wydłużał się więcej niż to wynikało z rozszerzenia się rtęci z powodu zmiany temperatury. Na tej podstawie prof. Arctowski wprowadził ochronny pancerz szklany w którym umieszczał 3 termometry maksymalne i w ten sposób wyeliminował wpływ wysokiego ciśnienia środowiska.

Na podstawie dzisiejszych pomiarów możemy raczej twierdzić, że spadek temperatury na przestrzeni od spodu otworu do wylotu jest minimalny. W chwili obecnej temperatura u wylotu źródła nr II wynosi około 27,3°C i jest o 13 stopni wyższa niż temperatura w otworze nr 1.

Jak układały się temperatury na spodzie otworu w czasie wiercenia pokazuje rys. 5. Z tego samego rysunku można obliczyć także stopień geotermiczny.

Trudniejsza sprawa była z badaniem składu chemicznego wód w czasie wiercenia. Wpływ z poszczególnych horyzontów starano się uchwycić oddzielnie — nie zawsze się to jednak udawało. Nawet przy dokładnym zamknięciu wody kolumną rur woda znajdowała sobie drogi boczne, aby w niewielkiej ilości przedostać się do otworu.

Rys. 6 przedstawia krzywą zawartości jonu chlorowego i jonu HCO_3 w zależności od głębokości otworu. Widzimy, że zawartość jonu chloru stale wzrasta, natomiast zawartość jonu HCO_3 stale maleje i dopiero od głębokości 1200 m



Rys. 6. Zawartość jonu chloru i jonu hydrowęglowego w źródle nr 2.

zaczyna wzrastać. Ilość jonu HCO_3 jest jednak bardzo mała w porównaniu z ilością chloru.

Tłumacząc to na język zwykły mówimy, że stężenie solanki w miarę pogłębiania otworu stale się podnosi i dochodzi na głębokości 1365 m do 6,6% NaCl, a uwzględniając inne sole do 7,5%. Tu nasuwa się pytanie co byłoby, gdyby otwór wiercono dalej, jakie byłyby perspektywy na otrzymanie solanki o wyższym stężeniu i wyższej temperaturze.

Podchodząc z punktu widzenia lekarskiego można powiedzieć, że zarówno temperatura jak i stężenie dowierconej solanki są optymalne. Ewentualne 2 — 3°C więcej byłoby pożądane, natomiast stężenie jeszcze wyższe niż to obserwujemy wymagałoby rozcieńczenia solanki wodą słodką, co zarówno ze względów ekonomicznych jak i leczniczych byłoby niewskazane.

Gdyby solanka miała być używana wyłącznie do celów przemysłowych np. do warzenia soli, to oczywiście jak najwyższe stężenie wpływałoby dodatnio na koszty produkcji. Musiałoby to być jednak stężenie rzędu 20%. Nie ma jednak nadziei otrzymania przez pogłębienie otworu jeszcze o kilkaset metrów tak silnie stężonej solanki, nadającej się tym samym do bezpośredniego napełniania panwi warzelniowych.

Jak widać z przekroju geologicznego z rys. 3, otwór wiertniczy natrafił na głębokości 1365 m na pokłady górnego triasu charakteryzującego się czerwonymi łupkami. W pokładach tych uwiercono około 15 m, chcąc przekonać się czy pokład ten posiada większą miąższość czy też, być może, jest to cienka wkładka zapowiadająca dopiero

w przyszłości zaleganie większych warstw tego łupku. Jak wynika z opinii prof. Samsonowicza, pod którego geologiczną opieką znajdował się wykonywany otwór od początku wiercenia, pokłady czerwonego łupku nie są wodonośne i miąższość ich należy obliczać na około 500 m. Dlatego też postanowiono przerwać dalsze pogłębianie otworu i eksploatować go przy głębokości 1365 m.

Opis wiercenia nie byłby pełny gdybyśmy nie wspomnieli bardziej szczegółowo o korozyjnym działaniu wód solankowych w obu otworach. Znajac dobrze historię źródła nr 1 spodziewano się, że po 3 latach rury zapuszczone do otworu będą na tyle zniszczone przez korozję, że o ich wyciągnięciu nie będzie mowy. Zaczęto więc już od chwili podjęcia decyzji wiercenia starania o otrzymanie rur nierdzewnych, które na źródle nr I zdały bardzo dobrze egzamin.

Gdy minął rok od czasu zapuszczenia ostatniej kolumny rur postanowiono wydobyć ją z otworu i obejrzeć w jakim stanie rury te się znajdują. Była to decyzja prosta i logiczna, a wyniki były nadspodziewane.

Po wyciągnięciu pierwszych kilku rur zdawało się, że cała praca podjęta jest niepotrzebnie. Rury wychodziły z otworu w stanie prawie nienaruszonym. Nie było trudności w samym ciągnięciu. Robota szła szybko i sprawnie. Ale już na głębokości 250 m zauważono drobne ospowate korozje rozsiane po całej zewnętrznej powierzchni rur. Na głębokości 500 m drobne korozje zmieniły się we wżery, początkowo około 1 mm głębokości, następnie doszły do 1,5 mm. Na głębokości 975 m wżery mają już głębokość do 4 mm. Niektóre partie rur są równomiernie nadżarte na dużych płaszczyznach wielkości dłoni i większych. Zadziwiające było to, że powierzchnie z wżerami były zupełnie gładkie i gdyby nie brzeg wskazujący na brak materiału zdawać by się mogło, że jest to powierzchnia w ten sposób wykonana w fabryce.

Od głębokości 1060 m zauważono wyżarcia w formie wklęsłego kołnierza bezpośrednio nad skręcaniem. Od tego miejsca wszystkie rury nad czopem są skorodowane. Grubość ścianki, która miała przed zapuszczeniem 9 mm dochodzi obecnie do 2 mm, czyli prawie 80% materiału zostało rozpuszczone. Tłumaczono te wyżarcia wirami spowodowanymi zwiększeniem średnicy rur na mufach, a potem raptownym zmniejszeniem nad czopem.

Oprócz wymienionych śladów korozyjnych normalnie spotykanych na powierzchni każdego skorodowanego żelaza, spostrzeżono wyżarcia o wyglądzie podłużnych kanałów idących z dołu do góry. Kanały te miały głębokość do 3 mm, a szerokość do 5 mm. Można by przypuszczać, że powodem powstania tych kanałów były pęcherzyki gazu, wznoszące się ze spodu otworu ku górze.

Wszystkie omówione tu korozje obserwowano na zewnętrznej stronie rur, strona wewnętrzna była prawie nienaruszona.

Samo wyciąganie rur, które tak łatwo szło przy początku robiło się coraz trudniejsze. Trzeba było obracać rurami i w tym czasie wpływały z otworu masy drobnego czarnego proszku, był to siarczek żelaza. Duże ilości tego proszku nagromadzone w przestrzeni między rurami 10" i 9" ogromnie utrudniały wydobywanie rur z otworu. Doszło do tego, że wyciągnięcie jednej rury trwało zamiast kwadransa 4 godziny.

Tak silnej agresywności wody źródła nr 2 nikt się nie spodziewał. Rury znacznie cieńsze stosowane przy wierceniu źródła nr 1 wytrzymały czas 3 lat. Rury o 20% grubsze w źródle nr 2 zostały zniszczone w ciągu 1 roku. Wody horyzontu III okazały się bardziej agresywne od wód horyzontu II. Można to było obserwować już od chwili ich dowiercenia. Na płycie do rur, na klinach, na wszystkich częściach żelaznych ukazały się pod wpływem wód horyzontu III głębokie wżery. Te same części opryskiwane wodami horyzontu II nie wykazywały prawie uszkodzeń.

Tym samym została ponad wszelką wątpliwość udowodniona konieczność użycia rur nierdzewnych także dla źródła nr 2.

Dlaczego wody z horyzontu III są bardziej agresywne od wód horyzontu II nie wiemy. Być może przyczyną jest odmienny skład chemiczny, może temperatura która jest znacznie wyższa. Pełnej analizy tej wody jeszcze nie posiadamy. Analizy kontrolne wykazywały między innymi około 6,3 mg/kg siarkowodoru, nieznaczne ilości dwutlenku węgla i około 7% soli sodowej.

Opisane źródło mineralne jest najgłębsze w Polsce.

INŻ. TYTUS BARTOSZEK

Techniczne normowanie pracy robót zmechanizowanych

Techniczne normowanie pracy, aczkolwiek od niedawna, wprowadzone jest już jako akcja masowa i obowiązująca prawie we wszystkich dziedzinach naszej produkcji. Normy wydajności określane szacunkowo lub statystycznie są normami demobilizującymi i nie wpływają na właściwy postęp w metodach wykonawstwa oraz nie przyczyniają się, a nawet do pewnego stopnia utrudniają rozwój ruchu racjonalizatorskiego.

Obserwacje chronometryczne służą nie tylko do określenia właściwego czasu wykonania lecz jednocześnie służą dla usprawnienia czynności robót. Opracowane na ich podstawie normy techniczne wpływają wyraźnie na wzrost wydajności, przy zachowaniu założenia niezwiększania wysiłku fizycznego pracownika.

W niniejszym artykule autor podaje swoje uwagi dotyczące zagadnień normowania pracy sprzętu mechanicznego. Stosowane w budownictwie inżynieryjnym maszyny wymagają specjalnej uwagi ze strony kierownictwa budowy, zwróconej pod kątem ich najwydajniejszego wykorzystania, a różnorodne warunki terenowe stwarzają konieczność częstych obserwacji chronometrycznych, celem zastosowania właściwej metody pracy.

Rok 1953, czwarty rok realizacji ambitnych zadań planu 6-letniego, cechuje na odcinku budownictwa wzmocniona walka o zwiększenie wydajności pracy, o obniżkę kosztów własnych. Masy pracujące naszego kraju, zgodnie ze wskazaniami Partii i Rządu, mobilizują się w szlachetnym, pokojowym współzawodnictwie wokół pełnej realizacji, a nawet przekraczaniu, zadań narodowego planu gospodarczego. Poprzez twórczy wysiłek uświadomionych rzesz robotników, techników i inżynierów, masy pracujące dochodzą do coraz to nowych, racjonalizatorskich metod pracy, takich metod, które nie powiększają fizycznego wysiłku człowieka, pozwalają na uruchomienie utajonych rezerw roboczych, na honorowe i zwycięskie spełnianie przyjmowanych zobowiązań.

Wzorem i przykładem są dla nas wyniki długoletniej pracy klasy robotniczej naszego potężnego sąsiada i sojusznika, Kraju Radzieckich Republik, bodźcem są również wysokie osiągnięcia klas pracujących zaprzyjaźnionych państw Demokracji Ludowej.

Jednym z głównych i najbardziej cennych sprzymierzeńców człowieka w tej walce jest maszyna, jedną z głównych zatem dróg do uwielokrotnienia wysiłku ludzkiego jest mechanizacja robót. Istota mechanizacji robót nie leży oczywiście tylko w nagromadzeniu na danej budowie większej czy mniejszej ilości maszyn, o istocie mechanizacji decyduje w wielkiej mierze stopień opanowania maszyny przez człowieka i w wyniku stopień jej wykorzystania. Sprawdzianem i istotną miarą mechanizacji są 2 liczby — wskaźniki: jedna, która określa ile rąk roboczych zastąpiła dana maszyna a druga, która wskazuje stosunek kosztów wykonawstwa roboty niezmechanizowanej do kosztów takiej samej roboty zmechanizowanej. Odnosi się to w szczególności do czynności wykonywanych w warunkach utrudnionych i mało wydajnych przy pracy ręcznej, jak na przykład wykopy w wodzie. Tempo wzrostu tych liczbowych wskaźników na danej robocie da pojęcie o rosnącym tempie mechanizacji. Człowiek musi maszynę doskonale opanować i nauczyć się wykorzystywać całkowicie możliwości jakie daje jej zastosowanie.

Jedną z dróg do poznania i opanowania maszyny jest techniczne normowanie pracy. W świetle słów wyżej napisanych jest dostatecznie jasne, że ostatecznym celem technicznego normowania pracy nie jest skonstruowanie normy pracy, lecz poprzez najbardziej właściwą i celową organizację procesu roboczego i odpowiadającą temu procesowi techniczną normę pracy, osiągnięcie maksymalnej wydajności maszyny, przy minimalnym nakładzie kosztów i sił ludzkich.

Najbardziej pracochłonnymi, a przy ich masie, i najbardziej kosztownymi robotami w pewnych dziedzinach budownictwa są niewątpliwie roboty ziemne. Z tego względu wysiłki służby technicznej muszą być skierowane przede wszystkim na mechanizację i normowanie tych właśnie robót. Nie znaczy to oczywiście, że nie należy zwracać uwagi na mechanizację innych rodzajów robót. W niniejszym artykule omówione będą zasadnicze problemy technicznego normowania robót zmechanizowanych, biorąc za przykład niektóre maszyny robót ziemnych. Zasady tu podane będą się odnosiły również i do innych maszyn używanych przy robotach inżynieryjnych. Przyjęte jest założenie, że ogólne

zasady dotyczące normowania pracy są czytelnikowi znane, a podkreślone będą istotne problemy, które posiadają szczególnie ważne znaczenie przy stosowaniu sprzętu mechanicznego.

Dla przeanalizowania całości zagadnienia możemy rozłożyć pracę normowania na jej zasadnicze etapy i kolejno każdy z nich omówić. Rozróżniamy 5 etapów:

- organizacja robót,
- podział procesu roboczego,
- obserwacje chronometryczne,
- analiza wyników obserwacji,
- budowa technicznej normy pracy.

Organizacja robót. Przystępując do technicznego normowania musimy rozpocząć naszą pracę od zapoznania się z budową, z warunkami pracy na niej, z rodzajem maszyn którymi wykonywane są roboty, z ich charakterystyką techniczną (rozmiary, moc, typ itp.), ze sposobem wykonywania robót (proces technologiczny), istniejącą organizacją pracy, uzyskać wiadomości dotyczące obsługi maszyn (staż pracy, stopień opanowania maszyny), objaśnić robotnikom o celu normowania itp.

W tym etapie pracy zwracamy uwagę przede wszystkim na zabezpieczenie robót przed niespodziankami, które mogłyby spowodować przerwy w wykonawstwie, jak np. brak materiałów, niewłaściwy dobór czasu obserwacji ze względu na niekorzystne warunki atmosferyczne, zły stan techniczny maszyn i inne.

Dla poznania procesu roboczego, wysnucia wniosków o prawidłowości organizacji robót, przeprowadzamy obserwację chronometryczną, metodą tzw. fotografii dnia roboczego. W razie potrzeby obserwację tę możemy powtórzyć kilkakrotnie, usuwając na podstawie jej wyników ewentualne niedociągnięcia w organizacji robót, oczywiście przy współpracy kierownika budowy.

Nie jest celowe rozpoczynanie dalszych prac z zakresu normowania przy nieprawidłowej organizacji robót, przy przerwach w robocie, ponieważ uzyskane wyniki z tego rodzaju obserwacji nie pozwoliłyby na słuszną i wnikliwą analizę poszczególnych składowych procesu roboczego i na wyciągnięcie odpowiednich wniosków odnośnie ulepszenia techniki wykonawstwa.

Podział procesu roboczego. W oparciu o znajomość budowy i dobrą organizację robót, dokonujemy podziału procesu roboczego na jego zasadnicze składowe, w miarę potrzeby podział ten pogłębiany na poszczególne operacje, zabiegi lub ruchy robocze. Jeżeli robota jest wykonywana przez zespół maszyn współpracujących ze sobą, musimy określić proces roboczy (cykl pracy) każdej maszyny z osobna. Przy dokonywaniu podziału procesu roboczego należy pamiętać o ścisłym określeniu granic poszczególnych jego składowych, w celu uniknięcia pokrywania się lub zalegania obserwacji chronometrycznych, które mogą być dokonywane wyrywkowo w odniesieniu do określonej składowej procesu.

Ponadto należy pamiętać, że raz ustalony podział nie może ulegać dalszym zmianom w toku wykonywania obserwacji, ponieważ poszczególne serie obserwacji stałyby się między sobą nieporównywalne. Dla przykładu podamy po-

dział cyklu pracy zgarniarki samobieżnej. Obserwowana zgarniarka, jako jedna z kilku pracujących jednocześnie, wykonuje nasyp wału przeciwpowodziowego. W pracy swej zgarniarka zatacza drogę na kształt elipsoidy, której część przebiega po rezerwie i jest wykorzystana dla naładowania i załadowania ziemi do ruchomej skrzyni, część zaś przebiega po budowanym nasypie, gdzie następuje wyładowanie ziemi i ubicie nasypu ciężarem maszyny. Cyklem pracy będzie tu jeden obrót zgarniarki.

Początek cyklu: moment zamknięcia skrzyni na nasypie.

Poszczególne składowe cyklu: 1 — przejazd do rezerwy — granica: początek nabierania ziemi do skrzyni, 2 — załadowanie skrzyni — granica: całkowite zamknięcie naładowanej skrzyni, 3 — przejazd na nasyp — granica: początek rozwierania skrzyni, 4 — wyładowanie skrzyni — granica: moment zamknięcia skrzyni (włącznie), który stanowi jednocześnie końcową granicę cyklu.

W tym miejscu nadmienić należy, że bardzo istotne jest zmierzenie drogi jednego cyklu z dokładnością do kilku metrów, przy uwzględnieniu podziału tej drogi wg podanych wyżej składowych cyklu. Dane te będą potrzebne przy szukaniu związku między wydajnością zgarniarki, a wielkością przebytej przez nią w pracy drogi.

Przy obserwowaniu niektórych maszyn, charakter ich pracy (ciągłość, ząbieanie się poszczególnych faz procesu roboczego) powoduje niemożność podzielenia pracy maszyny na odgraniczające się operacje czy zabiegi. Występuje to np. przy pracy pogłębiarki pływającej wielonaczyniowej czy refulera. W tych przypadkach należy zwrócić uwagę na podział pracy załogi, zwykle kilkuosobowy, i dokonywać obserwacji na tle większych odcinków pracy np. pomiędzy zmianą miejsca zakotwiczenia pływającej jednostki.

I tak przy pracy pogłębiarki mamy do czynienia z jednoczesnym odpajaniem gruntu, przemieszczaniem go, przesuwaniem maszyny w poprzek lub wzdłuż nurtu przy pomocy złożonych zabiegów ze strony załogi.

Obserwacje chronometryczne i ich wyniki są podstawą dla ustalenia normy pracy maszyny. Powinny być wykonywane dwiema metodami: ciągłą i wyrównkową. Chronometr ciągły służy do badania pracy maszyny w przeciągu dłuższego czasu (kilka godzin — zmiana), na pewnym odcinku roboty i ma za zadanie m.in. objąć i określić różne czynności pomocnicze wykonywane przez maszynę, względnie obsługującą ją załogę, jak również uwzględnić zmienność warunków pracy występującą problematycznie na budowie. Nie należy oczywiście wybierać czasu obserwacji pod kątem konieczności uchwycenia największych trudności, względnie samych najłatwiejszych odcinków roboty — dane chronometryczne mają odzwierciedlać przecież pracę wykonywaną w warunkach przeciętnych, typowych dla danego rodzaju robót z wyłączeniem niespodziewanych przeszkód. Jednocześnie chronometr ciągły ma za zadanie pokazać nie tylko oderwany cykl wykonania samej pracy produkcyjnej, ale i prace obsługi technicznej maszyny i obsługi stanowiska roboczego na tle pewnego odcinka roboty.

Podobnie jak i przy robotach wykonywanych ręcznie należy na karcie chronometrycznej wyodrębnić poszczególne rodzaje czasów wykazaniem czasu obsługi technicznej. Przy kilkuosobowej obsłudze maszyny należy metodą chronometrażu ciągłego obserwować jednocześnie całą brygadę, dla zbadania organizacji pracy wewnątrz brygady. Szczególną uwagę należy tu zwrócić na możliwość wykonywania prac przy obsłudze technicznej (czas obsługi technicznej) jednocześnie z wykonywaniem pracy produkcyjnej.

Chronometr wyrównkowy służy dla dokładnego przebadania określonych, powtarzających się najczęściej wycinków cyklu pracy. Metodą tą należy dokonać kilku serii obserwacji (np. seria z 10 obserwacji), w granicach określonej operacji roboczej czy zabiegu. Metodą tą będziemy posługiwać się przy analizowaniu pracy przodowników pracy dla zbadania i rozpowszechnienia ich doświadczeń. Chronometr wyrównkowy będzie pogłębiał obserwacje ciągłe i w połączeniu z nimi będzie stanowił podstawę do projektowania normatywów czasu na poszczególne operacje czy zabiegi robocze. O ile przy chronometrażu ciągłym zadowolimy się dokładnością obserwacji do 30 sek., rzadziej będziemy dążyli do 10 sek. dokładności, o tyle obser-

wacje wyrównkowe przeprowadzać będziemy z dokładnością do 1 sek., a w pewnych przypadkach, np. przy obserwowaniu elementów pracy koparki chwytakowej, z dokładnością do 0,1 sek.

Przy obserwacjach wykonywanych z większą dokładnością od 1 min. w dół, należy siłą rzeczy posługiwać się zapisem liczbowym wyników obserwacji chronometrażu ciągłego, wykonywanego z mniejszą dokładnością od 1 min. można nanosić metodą graficzną lub zapisu mieszanego.

Wykonując obserwacje chronometryczne, należy pamiętać o zapewnieniu dostatecznej ich ilości orientując się wg współczynnika rozproszenia, ustalonego jak wiadomo ze stosunku skrajnych czasów wykonania roboty, uzyskanych przy wykonaniu kilku obserwacji.

Analiza wyników obserwacji. Po arytmetycznym sprawdzeniu kart chronometrycznych dokonujemy obliczeń poszczególnych rodzajów czasów z pominięciem czasu nienormowanego (przerw z powodu awarii, złych warunków atmosferycznych itp.), który dla dalszej pracy nie jest nam potrzebny (do konstrukcji normy). Dane odnośnie czasu nienormowanego wykorzystuje się do zbadania i usunięcia przyczyn powodujących jego powstawanie. Wyniki obliczeń z kart obserwacji przenosimy na formularze analityczne, gdzie po odrzuceniu ekstremalnych wyników, odbiegających od przeciętnych, wypośredkowujemy wyniki dotyczące poszczególnych czasów i sprowadzamy je do jednostki miary określającej daną robotę (np. m³ ziemi w określonych warunkach). Niezależnie od tego badamy same karty pomiaru pod kątem prawidłowości procesu roboczego, tzn. czy obserwowane czynności następowały po sobie zgodnie z zasadami organizacji pracy, czy nie można np. zlikwidować względnie zmniejszyć przerw nieuniknionych itp. Jak wynika z powyższego, analizy powinien dokonywać pracownik posiadający duże doświadczenie terenowe, oparte na praktyce wykonawstwa tzn. dobry organizator robót.

W oparciu o wyniki analizy dokonujemy obliczenia i ustalenia normatywów czasowych na wykonanie poszczególnych operacji czy zabiegów, jak też prac pomocniczych i normatywów na odpoczynek i przerwy normowane. Normatywami będziemy posługiwali się przy budowie technicznej normy czasu.

Budowa technicznej normy czasu. Techniczną normę konstruuje się dla określonych warunków pracy przy uwzględnieniu najbardziej racjonalnej organizacji pracy i użyciu najbardziej właściwego sprzętu i narzędzi.

Technika budowy normy i sposób jej obliczenia nie różni się w zasadzie od normy dla robót wykonywanych ręcznie. Dochodzi tu tylko czas obsługi technicznej maszyny i stanowiska roboczego (w skrócie t_{ob}) uwzględniany we wzorze czasu kalkulowanego (t_k), w sposób podobny do zastosowania czasu przygotowawczo-zakończeniowego (t_{pz}). Czas obsługi (t_{ob}) obliczamy w stosunku do 8-godzinnej zmiany roboczej, czas zaś przygotowawczo-zakończeniowy t_{pz} będziemy odnosili do całej ilości robót wykonywanych na odcinku budowy, do których trzeba osobnego przygotowania maszyny wraz z jej załogą. Z uwagi na to, że czas przygotowawczo-zakończeniowy t_{pz} rozkłada się na znaczną ilość jednostek wyrobu, rola jego w normie czasu jest b. niewielka i ustalenie jego nie wymaga takiej skrupulatności jak pozostałych czasów.

Na zakończenie niniejszych wywodów chcielibyśmy zastrzec uwagę czytelnika na dwu wnioskach, które wynikają z niniejszego bardzo pobieżnego przedstawienia normowania robót mechanicznych:

- Praca związana z technicznym normowaniem łączy się ściśle i nierozdzielnie ze sprawą organizacji robót, stąd duże znaczenie normowania jako elementu organizacji pracy. Stąd też wniosek, że prace te powinien wykonywać pracownik w miejscu doświadczeń i o wrodzonym talencie organizatora.
- Obserwacje chronometryczne to nie tyle kontrola pracy, lecz przede wszystkim naukowe opracowanie metod pracy, które mają umożliwić robotnikowi osiągnięcia wysokich kwalifikacji zawodowych, podnieść jego zarobki, a Państwu dać oszczędności w rezultacie osiągniętej obniżki kosztów własnych.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

INŻ. STANISŁAW MICHAŁOWSKI

Rentowność elektrowni wodnych

Energetyka wodna nie może być traktowana w oderwaniu od pozostałych zagadnień gospodarki wodnej: żeglugi, regulacji odpływu (zbiorniki), melioracji rolnych i innych.

Problemy gospodarki wodnej muszą być rozwiązywane kompleksowo, w ścisłym wzajemnym powiązaniu i uzgodnieniu zadań energetyki z żeglugą, retencją i melioracją. Gospodarka planowa w państwie socjalistycznym z jej, opartym na naukowych podstawach, planowaniem długo- i krótkofalowym daje duże możliwości i ułatwienia w kompleksowym rozwiązywaniu problemów wodnych, a ponadto może w miarę potrzeby dostarczyć duże środki do ich realizowania.

Ze względu na kompleksowość zagadnień wodnych koszt inwestycji wodnych powinien obciążać te resorty gospodarki narodowej, dla których dana inwestycja jest wykonana. Klucz do podziału kosztów inwestycyjnych na poszczególne resorty gospodarcze nie może być ustalony na podstawie jakiegos stałego wzoru, ze względu na wielką różnorodność rozwiązań i zmienność udziału poszczególnych zagadnień wodnych w wykonywanych inwestycjach. Należy przy tym podkreślić, że rentowność i termin amortyzacji można łatwo obliczyć jedynie dla inwestycji energetycznej, wtedy gdy dla inwestycji dotyczących żeglugi, retencji i rolnictwa obliczenia rentowności mogą być jedynie przybliżone i bardzo subiektywne.

Kapitał prywatny skłonny jest do zaangażowania się wyłącznie w inwestycje energetyczne, które przynoszą zyski dające się łatwo obliczyć i których okres amortyzacji jest względnie krótki, natomiast nie będzie brał udziału w inwestycjach, których rentowność bezpośrednia jest mała, lecz które przynoszą duże zyski dla gospodarki narodowej przez korzystny wpływ na rozwój przemysłu, rolnictwa i transportu lub przez zabezpieczenie przed klęską powodzi.

Dlatego też w wielu państwach kapitalistycznych widzimy szeroki udział kapitału państwowego lub samorządowego w budowie elektrowni wodnych. Nawet w USA rozbudowa dorzecza rzeki Tennessee, jedno z największych tego rodzaju przedsięwzięć w St. Zjedn. Ameryki Półn., została wykonana przez kapitał państwowy na mocy uchwały kongresu amerykańskiego.

Godną uwagi jest przyjęta przy rozbudowie dorzecza rzeki Tennessee metoda oddzielnego, kolejnego dającego się uzasadnić nakładu¹⁾. Metoda ta polega na założeniu, że rozwiązanie kompleksowe, wspólne dla energetyki, żeglugi i melioracji jest tańsze od rozwiązań oddzielnych dla każdego z tych celów. Oblicza się koszt rozwiązań oddzielnych i następnie rzeczywisty koszt rozwiązania kompleksowego dzieli się pomiędzy zainteresowane resorty proporcjonalnie do obliczonych kosztów rozwiązań oddzielnych. Podział kosztów obliczony wg klucza dla inwestycji dorzecza Tennessee wyniósł na energetykę 52 proc., na żeglugę 28 proc. i na meliorację 20 procent.

Praktyka budowy elektrowni wodnych w Europie Zachodniej przed ostatnią wojną światową pozwoliła ustalić przeciętny koszt inwestycyjny 1 zainstalowanego kW, który 'o koszt w Niemczech wynosił 600 marek, wobec 250 do 350 marek na 1 kW zainstalowany elektrowni parowych. Koszt 600 marek za 1 kW obejmował również koszt wszystkich budowl wodnych.

Ten stosunek kosztów 1 zainstalowanego kW elektrowni wodnej i elektrowni parowej, wynoszący 2 : 1, jest aktualny dla naszych obecnych warunków.

Przy kompleksowej inwestycji wodnej koszt budowy 1 kW elektrowni może wypaść znacznie taniej, lecz w rzeczywistości zwykle obciąża się elektrownię aż do granic jej rentowności ogólnymi kosztami budowy, co ma na celu otrzymanie

nie większego funduszu amortyzacyjnego i przyspieszenie zwrotu kapitału zainwestowanego.

Na przyszłą rentowność projektowanej elektrowni wodnej ma duży wpływ właściwy wybór jej mocy instalowanej, co przy ustalonym spadzie sprowadza się do wyboru przełyku instalowanych turbin Q_i . Nie będziemy rozważali na tym miejscu powyższego zagadnienia, gdyż przedstawia ono temat wymagający osobnego omówienia. Ograniczymy się tylko do stwierdzenia, że wielkość Q_i zależy od charakteru rzeki, który jest przedstawiony przez krzywą uporządkowanych przepływów dla roku średniego i od kategorii elektrowni. Prawidłowo wybrany przełyk powinien znajdować się w następujących granicach określonych przez jego stosunek do średniego wieloletniego przepływu rocznego:

dla elektrowni przepływowych $Q_i = (1 - 2) Q_{sr}$
dla elektrowni szczytowych na zbiornikach dobowych $Q_i = (2 - 3) Q_{sr}$
dla elektrowni szczytowych na zbiornikach o częściowym wyrównaniu rocznym $Q_i = (3 - 4) Q_{sr}$
dla elektrowni szczytowych na zbiornikach o całkowitym wyrównaniu rocznym $Q_i = (4 - 8) Q_{sr}$

Jednym ze sprawdzianów prawidłowości wyboru mocy elektrowni wodnej jest stosunek kosztu budowy elektrowni

w złotych do średniej rocznej produkcji w kWh: $\frac{K}{A_{sr}}$. Wskaźnik ten powinien obecnie dla elektrowni przepływowych wynosić około 1 zł/kWh.

Roczny koszt eksploatacji elektrowni wodnej jest stały i niezależny od wysokości produkcji i składa się z następujących pozycji:

- odpisy na amortyzację i remonty kapitalne,
- place personelu,
- materiały eksploatacyjne i remonty bieżące,
- koszty administracyjne (tzw. ogólne).

Na koszt eksploatacji elektrowni parowych oprócz tych samych pozycji kosztów stałych składa się jeszcze zmienny koszt paliwa, który jest zależny od wysokości produkcji. Koszt paliwa w elektrowniach parowych wynosi przeciętnie około 30% kosztów eksploatacji i waha się w granicach od 20% do 40% tych kosztów.

Wysokość odpisów na amortyzację i kapitalne remonty jest zależna od trwałości i od długości okresu pracy danego urządzenia, aż do jego całkowitego zużycia.

Ogólny koszt budowy elektrowni wodnej rozkłada się na poszczególne urządzenia następująco:

- część wodno-budowlana i budowlana 55%
- turbiny i urządzenia elektryczne 20%
- koszty zalewu, odszkodowania 12%
- urządzenia różne 7%
- projekt, roboty wstępne, kierownictwo 6%

Tablica I podaje odpisy na amortyzację i kapitalne remonty stosowane w radzieckim „Hydroenergoprojekcie” przy obliczeniach rentowności elektrowni wodnych.

Termin amortyzacji turbin wodnych może być przedłużony do 33 lat, gdyż znane są przypadki turbin pracujących 40 lat; po kapitalnym remoncie pracują one dalej z dobrym współczynnikiem sprawności. Podkreślić trzeba, że nowoczesne turbiny wodne o wysokich współczynnikach sprawności rzędu 90% nie będą przestarzałe technicznie nawet po 40 latach pracy, gdyż nie należy spodziewać się dalszego wydatnego powiększenia sprawności, która już obecnie znajduje się blisko wartości granicznej.

Przeciętna wysokość oprocentowania kapitału zakładowego na amortyzację i kapitalne remonty, obliczona dla całej elektrowni, może wynosić od 2,5% do 3,5%, a przeciętnie wynosi 3%.

¹⁾ Inż. Z. Dziewoński „Rozbudowa dorzecza Tennessee” Gospodarka Wodna, rok 1947 nr 6 i rok 1948 nr 1 — 3.

TABLICA I

Lp.	Nazwa urządzenia	Termin amortyzacji lat	Roczne odpisy na	
			amort. %	kap. rem. %
1	Zapory i jazy betonowe, ziemne i inne maszynowe budowle wodne	50—100	2—1	0,5—0,25
2	Kanały	50	2	1,0—0,5
3	Budynki elektrowni	50	2	0,5
4	Konstrukcje żelazne budowli wodnych	25	4	1,5—1,0
5	Turbiny, generatory, urządzenia elektr.	20—25	5—4	2

Koszt elektrowni parowej dzieli się na poszczególne urządzenia w następujący sposób²⁾:

— budynki i fundamenty	24%
— kotły i rurociągi	33%
— turbozespoły	25%
— rozdzielnia i transformatornia	10%
— chłodnie, nawęglanie, odpopielanie, różne	8%

Okres amortyzacji kotłów i turbin parowych wynosi 16—20 lat, a odpis na kapitalne remonty powinien wynosić od 2% do 3%, gdyż kotły pracują przy wysokich temperaturach i ciśnieniach do 1200 atm, a turbiny parowe przy temperaturach pary do 560° i obrotach do 3000 na minutę. Urządzenia te wymagają częstych remontów bieżących oraz kapitalnych i zużywają się daleko prędzej od urządzeń mechanicznych elektrowni wodnych. Generatory turbin parowych mają małe średnie i duże długości stojana i wirnika, co przy nagrzewaniu się uzwojenia jest przyczyną przesuwania się prętów miedzianych względem żłobków, w których są one ułożone, a to przyspiesza niszczenie izolacji. Dlatego też odpisy na amortyzację i remont kapitalny w elektrowniach parowych powinny wynosić nie mniej niż 7%.

Porównując koszt amortyzacji i kapitalnych remontów elektrowni parowej i wodnej o równych mocach instalowanych i przyjmując stosunek 1:2 kosztów ich budowy, znajdziemy, że koszt ten jest większy dla elektrowni parowej, a w najlepszym razie równy dla obu elektrowni.

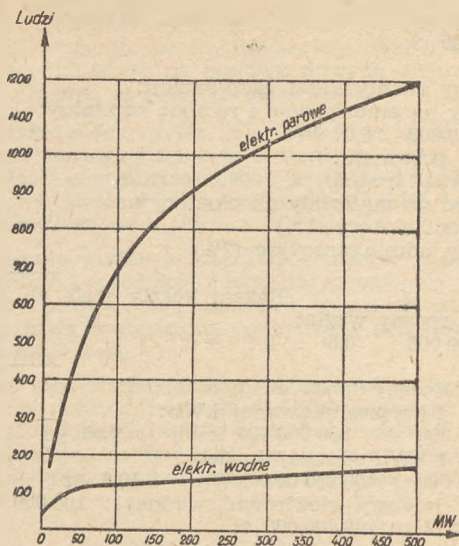
Ilość personelu elektrowni wodnej i parowej o tej samej mocy wykazuje b. dużą różnicę na niekorzyść elektrowni parowej.

TABLICA II

Moc MW	5	10	25	50	100	150	250	500
Ilość personelu	50	60	90	110	125	130	140	175
Ilość prac. na 1 MW	10,0	6,0	3,6	2,2	1,25	0,87	0,56	0,35
Produkcja na 1 prac.								
10 ⁶ kWh/1 prac.	0,4	0,67	1,11	1,82	3,2	4,6	7,16	11,45

Tabela II podaje ilość ludzi w elektrowniach wodnych w Związku Radzieckim. Podane liczby obejmują bezpośrednią obsługę, zarząd, brygady remontowe, kraź przemysłową i inne. W elektrowniach parowych o mocy 10 — 20 MW ilość personelu wynosi ok. 16 ludzi na 1 MW, w elektrowniach o mocy 100 MW — 7 ludzi na 1 MW. W elektrowniach o mocy 500 MW z automatyzacją nawęglania, kotłowni i innych oddziałów produkcyjnych, ilość personelu może osiągnąć 2 ludzi na 1 MW.

²⁾ Prof. Obrapalski „Gospodarka Energetyczna” str. 232.



Rys. 1. Ilość pracowników w elektrowni wodnej i parowej w zależności od mocy zainstalowanej.

Wykres na rys. 1 przedstawia ilość personelu elektrowni wodnej i parowej w zależności od mocy instalowanej.

Koszt płacy personelu stanowi pewien procent od kosztu budowy. Dla elektrowni parowych przyjmuje się 3% od kosztu budowy i procent ten jest w pewnym przybliżeniu stały, gdyż koszt 1 instalowanego KW wzrasta ze zmniejszeniem mocy elektrowni mniej więcej w tym stosunku, jak ilość ludzi na 1 MW.

Dla obliczenia kosztów personelu elektrowni wodnych nie można zastosować stałego procentu od kosztu budowy, gdyż ze wzrostem mocy ilość personelu wzrasta bardzo powoli. Tak np. dla elektrowni o mocy 10 MW koszt personelu wyniesie 1% od kosztu budowy, dla 100 MW — 0,25%, a dla 500 MW — 0,07%. Przy obliczaniu kosztów plac należy więc brać rzeczywistą ilość personelu i mnożyć przez aktualną średnią placę roczną.

Ilość personelu w zespołach elektrowni wodnych składających się z dużej ilości małych elektrowni jest oczywiście większa, jednak zawsze mniejsza od ilości personelu elektrowni parowych o tej samej mocy. Np. w zespole składającym się z 22 elektrowni wodnych o łącznej mocy ok. 31 MW, wypada 10 ludzi na 1 MW instalowany.

Bezpośrednią obsługę elektrowni można zmniejszyć stosując automatyzację, która w elektrowniach wodnych może być łatwo wykonana, zawdzięczając prostocie i małej ilości procesów roboczych.

Automatyzacja elektrowni parowych jest zagadnieniem o wiele trudniejszym, gdyż wchodzi tu w grę duża ilość powiązanych ze sobą procesów produkcyjnych, które nawet po zautomatyzowaniu wymagają personelu nadzorczego.

Wydatki na materiały eksploatacyjne, konserwację i remont bieżący urządzeń są w przybliżeniu proporcjonalne do kosztu budowy i wynoszą przeciętnie dla elektrowni parowych ok. 1%, a dla wodnych ok. 0,5% od kosztów budowy.

Na koszty administracyjne (ogólne) składają się wydatki na świadczenia socjalne i ubezpieczenia pracowników, BOP, ubezpieczenia budynków, maszyn i urządzeń, transport, łączność, służbę hydrometeorologiczną, podatki, narzuty na zarządy i inne. Dla elektrowni parowych koszty administracyjne stanowią ok. 2% od kosztu budowy, zaś dla elektrowni wodnych ok. 1%.

Mając koszt budowy elektrowni parowej i koszt budowy elektrowni wodnej, jak również zależność kosztów eksploatacji od kosztu budowy, możemy obliczyć i porównać koszt własny 1 kW wprowadzonej przez elektrownię wodną i elektrownię parową.

Dla porównania bierzemy dwie elektrownie: parową i wodną o mocy po 100 MW i zakładamy, że każda z nich ma 5000 godzin rocznego wykorzystania mocy instalowanej, czyli średnią produkcję roczną 500 000 000 kWh. Elektrownia parowa nowoczesna o wysokim współczynniku sprawności równym 25%, tj. o zużyciu 0,5 kg węgla umownego o wartości opałowej 7000 kcal/kg/kWh. Koszt 1 kg węgla umownego przyjmujemy 3,7 gr/kg. Zużycie na potrzeby własne elektrowni wynosi 10% produkcji rocznej.

Koszt budowy elektrowni parowej: 100 000 kW · 3000 zł =
= 300 000 000 zł.

Obliczamy roczny koszt eksploatacji:

- a) odpisy na amortyzację i remont kapitalny:
300 000 000 · 0,07 = zł 21 000 000
b) płace personelu:
700 prac. średnio po 12000 rocznie 8 400 000
c) wydatki na materiały eksploatacyjne
i remont bieżący (1%) 3 000 000
d) koszty administracyjne (2%) 6 000 000

Razem koszty stałe zł 38 400 000

Koszt roczny węgla:
500 000 000 · 0,5 · 3,7 = 9 250 000

Roczny koszt eksploatacji zł 47 650 000

Koszt 1 wyprodukowanej kWh:

47 650 000 zł : 500 000 000 kWh = 9,53 gr

Koszt 1 kWh oddanej do sieci:

47 650 000 : 450 000 000 kWh = 10,6 gr

Koszt budowy elektrowni wodnej : 100 000 kW.

. 6 000 zł = 600 000 000 zł.

Obliczamy roczny koszt eksploatacji:

- a) odpisy na amortyzację i rem. kapitalny (3%) zł 18 000 000
b) płace personelu: 1257 prac. · 12 000 zł 1 500 000
c) wydatki na materiały eksploatacyjne
i remont bieżący : (0,5%) 3 000 000
d) koszty administracyjne (1%) 6 000 000

Roczny koszt eksploatacji zł 28 500 000

Przy obliczaniu kosztu 1 kWh można pominąć zużycie energii na potrzeby własne, które wynosi w elektrowni wodnej ok. 0,5% produkcji.

Koszt 1 kWh oddanej do sieci: 28 500 000 : 500 000 000 = 5,7 gr. Porównanie wyników obliczenia rocznych kosztów eksploatacji dwóch równoważnych pod względem mocy i produkcji elektrowni parowej i wodnej wykazuje, że pomimo dwukrotnie większego kosztu budowy, koszt własny jednej kWh z elektrowni wodnej wypada dwukrotnie niższy od kosztu jednej kWh z elektrowni parowej. Trzeba podkreślić, że taki wynik otrzymaliśmy w przypadku obciążenia elektrowni wodnej całymi kosztami budowy wodnych i że w przypadku kompleksowego rozwiązania danego węzła wodnego elektrownia będzie obciążona częścią kosztów budowy wodnych, co wpłynie na dalsze obniżenie kosztu własnego 1 kWh.

Koszt budowy 1 kW elektrowni parowej jest zależny od mocy budowanej elektrowni i wzrasta ze zmniejszeniem mocy instalowanej. Ponadto wykorzystanie ciepła będzie zawsze lepsze w elektrowni o większej mocy i o większych jednostkach prądowców. Z powyższych dwóch względów nie buduje się obecnie dla celów energetyki państwowej elektrowni ciepłych o mocach poniżej 50 — 100 MW. Wyjątek stanowią jedynie elektrownie przemysłowe.

Moc elektrowni wodnej ma bardzo mały wpływ na koszt 1 instalowanego kW, a współczynnik sprawności elektrowni małej będzie się różnił nieznacznie od współczynnika sprawności elektrowni dużej. O wielkości mocy elektrowni wodnej decyduje moc i potencjał energetyczny cieku wodnego.

Z powyższych względów, w celu pełnego wykorzystania energii wodnej buduje się elektrownie wodne również o bardzo małych mocach, gdyż przy zastosowaniu automatyzacji są one również rentowniejsze od dużej elektrowni parowej. Możemy przytoczyć następujące przykłady małych elektrowni automatycznych z jednoosobową obsługą:

- elektrownie o mocy 60 kW i produkcji 500 000 kWh rocznie
- elektrownie o mocy 160 kW i produkcji 640 000 kWh „
- elektrownie o mocy 218 kW i produkcji 1200 000 kWh „

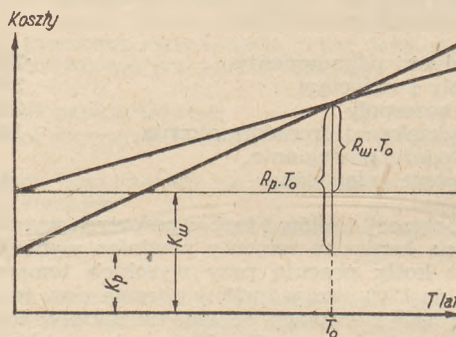
W dwóch ostatnich elektrowniach produkcja na 1 człowieka jest większa od produkcji na 1 człowieka w elektrowni parowej o mocy 100 MW.

Porównanie rentowności małej elektrowni wodnej z rentownością elektrowni parowej o tej samej mocy niewątpliwie wykazuje koszt 1 kWh elektrowni wodnej wielokrotnie niższy od kosztu 1 kWh elektrowni parowej, lecz porównanie takie będzie niewłaściwe i nieuzasadnione, gdyż małe elektrownie parowe nigdy nie będą budowane. Dlatego też elektrownie wodną bez względu na jej moc należy porównywać pod względem rentowności z wzorcową elektrownią parową o mocy 50 — 100 MW.

Ta okoliczność, że koszt budowy 1 kW elektrowni wodnej jest dwa razy większy od kosztu budowy 1 kW elektrowni parowej powoduje, że budowa elektrowni wodnej unieruchamia kapitał dwukrotnie większy od kapitału potrzebnego do wybudowania elektrowni parowej o tej samej mocy. Z drugiej strony widzimy, że elektrownia wodna jest rentowniejsza od parowej, gdyż eksploatacja jej jest dwukrotnie tańsza od eksploatacji elektrowni parowej. Sumując dla obu elektrowni wydatki na ich budowę i coroczną eksploatację, otrzymamy po pewnym czasie sumę wydatków na budowę i eksploatację elektrowni wodnej, równą sumie tychże wydatków elektrowni parowej.

Oznaczając przez K_w i R_w kapitał zainwestowany w elektrowni wodnej i roczny koszt jej eksploatacji, przez K_p i R_p — odpowiednie koszty elektrowni parowej o tej samej mocy, a przez T_o ilość lat, po upływie których suma wydatków na budowę i eksploatację jednej i drugiej elektrowni zrówna się, możemy napisać:

$$K_w + R_w \cdot T_o = K_p + R_p \cdot T_o \quad \text{czyli} \quad T_o = \frac{K_w + K_p}{R_p - R_w}$$



Rys. 2. Ilość lat, po upływie których koszty elektrowni wodnej i parowej będą równe.

Powyższy wynik przedstawia poglądowo wykres na rys. 2.

Po upływie T_o lat elektrownia wodna daje gospodarce narodowej nadwyżki przedstawione na wykresie, jako różnica rzędnych pomiędzy liniami sumy kosztów elektrowni parowej i wodnej. Przy wykonywaniu porównawczej kalkulacji rentowności otrzymujemy T_o w granicach od 12 do 18 lat. W naszym przykładzie dwóch elektrowni po 100 MW wypada $T_o = 15,7$ lat.

W ciągu lat mniejszych od T_o elektrownia parowa da efekt gospodarczy korzystniejszy dla gospodarki państwowej, lecz po upływie T_o lat, elektrownia wodna staje się źródłem wydatnie powiększającym dochód narodowy.

★

W pierwszym okresie odbudowy po zniszczeniach wojennych celowe było dać pierwszeństwo inwestycjom elektrowni parowych, których budowa trwa krócej i kosztuje mniej niż elektrowni wodnych, a w miarę krzepnięcia organizmu gospodarczego Państwa wskazane jest powiększać udział elektrowni wodnych w inwestycjach energetycznych.

Rentowność elektrowni wodnej jest funkcją kosztów jej budowy, dlatego też walka o obniżenie tych kosztów powinna być prowadzona od chwili powstania koncepcji budowy elektrowni.

Studia wstępne, zdjęcia terenowe, badania geologiczne i projekt stanowią poważną pozycję kosztów budowy wynoszącą 5 — 6% i już w tym stadium można otrzymać poważne oszczędności przy właściwym podejściu do tego zagadnienia.

Najważniejszym warunkiem nie tylko tanioci, ale i jakości projektu jest jednosc projektowania. Projekt kompleksowego węzła wodnego powinien być naszym zdaniem, opracowany w jednym biurze projektowym i przez jeden zespół projektantów, co daje największą gwarancję właściwego zaprojektowania całości, celowego rozwiązania poszczególnych zagadnień, pozwoli uniknąć zbędnych koordynacji, uzgadniania, często dublowania pracy, da oszczędności na siłach projektanckich i przyspieszy wykonanie projektu. Dobrze rozwiązany i opracowany projekt jest jednym z warunków oszczędnej i taniej budowy.

Zasadniczym warunkiem taniaści budowy jest szybkość jej wykonania, zaś warunkiem szybkości jest dobra organizacja i najdalej posunięta mechanizacja.

Budowa elektrowni wodnej pochłania duży kapitał inwestycyjny, który do czasu uruchomienia elektrowni jest „zamrożony” i nieprodukcyjny; do kosztów budowy należy zatem doliczyć oprocentowanie kapitału inwestycyjnego za czas budowy. Każde przedłużenie czasu budowy zwiększa koszty kierownictwa, personelu technicznego, amortyzacji sprzętu i inne stałe koszty budowy, jak również opóźnia termin rozpoczęcia produkcji energii elektrycznej.

Postulat szybkości budowy jest w Związku Radzieckim realizowany z powodzeniem w praktyce wielkich budowli komunizmu, których tempo budowy jest rewelacją w technice budowli wodnych, a mechanizacja jest posunięta do granic możliwości technicznych.

Im większa jest budowla, im większego wymaga wysiłku gospodarczego i technicznego, tym większy wpływ na zmniejszenie jej kosztów wywiera skrócenie czasu jej budowy.

Korzyści gospodarcze, które dają gospodarce narodowej elektrownie wodne, nie ograniczają się do tych korzyści, któ-

re można bezpośrednio obliczyć. Zawdzięczając swej długowieczności elektrownie wodne po upływie swego okresu amortyzacji pracują na kapitalizację środków pieniężnych, które mogą być użyte na budowę nowych elektrowni wodnych lub na inne inwestycje państwowe.

Takie gałęzie przemysłu, jak produkcja aluminium, kaučuku syntetycznego, nawozów sztucznych i inne, wymagające dużej ilości energii elektrycznej na 1 tonę produktu, mogą pracować rentownie tylko przy pomocy taniej energii elektrycznej z siłowni wodnych.

Elektrownie wodne w energetyce polskiej stanowią mały procent mocy i produkcji, lecz dotychczasowe wyniki ich eksploatacji potwierdzają wszystkie znane ich zalety: tanią produkcję, małą awaryjność, pokrywanie szczytów, elastyczność ruchową i inne.

Chociaż siły wodne Polski Ludowej nie są bogate, jednak udział ich w produkcji energii elektrycznej może być doprowadzony przy konsekwentnej rozbudowie do 40%, a wówczas praca elektrowni wodnych okaże w całej pełni swój niezmierznie dodatni wpływ na ekonomikę ogólnopolską.

JÓZEF ZELNIKER

Żegluga śródlądowa na tle planowych zadań transportu

Transport, jako jedna z podstawowych gałęzi produkcji materialnej, ma zasadnicze znaczenie dla całości życia gospodarczego kraju, łączy on bowiem centra surowcowe z ośrodkami produkcji, by z kolei rozprowadzić produkty do spożycia. Dlatego sprawność transportu decyduje o sprawnym działaniu całego aparatu gospodarczego.

Właściwą drogą planowego powiązania całości potrzeb przewozowych z wykonawstwem tych przewozów, jest ścisłe uzgodnienie w czasie i przestrzeni potrzeb przewozowych ze zdolnością przewozową wszystkich krajowych środków transportowych. To zgranie potrzeb transportowych z wykonawstwem zapewnia najlepiej metodą bilansową, polegającą na tym, że gestorzy towaru ustalają kierunki, wielkości oraz natężenie potoków towarowych pod kątem eliminacji przewozów na trasach przeciwbieżnych, krzyżujących się, czy też zbyt dalekich. Na podstawie zestawionych w ten sposób potrzeb przewozowych powinny być ustalane na szczeblu Wojewódzkich Komisji Planowania Gospodarczego regionalne plany przewozów, a następnie na szczeblu planowania centralnego (PKPG) międzyregionalne plany przewozów. Regionalne i centralne planowanie przewozów polega na rozdziale zadań przewozowych pomiędzy poszczególne rodzaje transportu, przy czym, jak to zaznaczono poprzednio, zadania te muszą być sprecyzowane w czasie i przestrzeni.

Mimo, że metodą bilansową można zapewnić właściwy rozdział zadań przewozowych, co w odniesieniu do poszczególnych rodzajów transportu oznacza maksymalne i równomierne wykorzystanie środków przewozowych na poszczególnych trasach w ciągu całego roku, do dnia dzisiejszego nie osiągnięto w tej mierze pełnych rezultatów na odcinku wodnego transportu śródlądowego, i w dalszym ciągu na szeregu trasach obserwuje się puste przebiegi taboru przewozowego wobec braku ładunków powrotnych. Szereg gestorów towaru cierpi jeszcze na kompleks „kolejowy”, jak np. elektrownia we Wrocławiu, mimo że usytuowana jest nad brzegiem Odry i posiada umocnione nabrzeże, zagospodarowała jednak plac węglowy w ten sposób, że można tam przyjmować węgiel dostarczany wyłącznie wagonami. Podobna sytuacja ma miejsce w jednej z fabryk we Wrocławiu, która odgrodziła się od Odry murem, mimo że zakład ten położony jest bezpośrednio przy umocnionym brzegu kanału nawigacyjnego.

To nieuzasadnione uprzedzenie do wodnego transportu polega przede wszystkim na braku doświadczeń gestorów towaru w korzystaniu z usług tego rodzaju transportu tym bardziej, że do czasu powojennego nie było w Polsce żadnego przedsiębiorstwa żeglugowego na miarę dzisiejszych przedsiębiorstw. Tabor rzeczny rozproszony w rękach prywatnych właścicieli nie miał żadnych szans na odegranie poważniejszej roli w krajowej gospodarce transportowej. Dopiero przemiany jakie nastąpiły po ostatniej wojnie otwo-

rzyły przed żegluga śródlądową szerokie możliwości do planowego rozwoju. Aby więc można było w pełni korzystać z usług żeglugi śródlądowej, należy przede wszystkim zdać sobie sprawę z zalet i wad tego rodzaju transportu.

Cechy transportu wodnego można ująć w sposób następujący:

- Kierunek szlaku żeglownego przesądza kierunek przewozu i tabor wodny śródlądowy może bezpośrednio obsłużyć tylko te zakłady i instytucje, które są położone nad tym szlakiem. Obsłużenie przez żeglugę zakładów oddalonych od drogi wodnej może nastąpić jedynie przy współudziale środków transportu lądowego, jak np. kolei czy samochodów.
- W przypadku stosowania przewozów łamanych (wodno-lądowych) zachodzi konieczność przeprowadzenia dodatkowego przeładunku z jednego środka transportowego na drugi. Stosunkowo łatwo można przeładowywać towary sypkie masowe, podczas gdy w stosunku do niektórych towarów, jak np. wyrobów ceramicznych, należy unikać dodatkowych przeładunków.
- Porównanie szybkości technicznej taboru żeglugowego z szybkością techniczną kolei wypada na niekorzyść żeglugi. Jednak szybkość zestawienia pociągu, jego odprawa itd. trwa krócej w żegludze niż na kolei. Gdy w 1952 r. żegluga śródlądowa przeszła na nowe formy pracy, wyrażające się przede wszystkim jazdą całodobową, osiągnięto znaczny wzrost szybkości handlowej i w konsekwencji uzyskano, że przewóz towaru na krótkich trasach trwa krócej od przewozu kolejowego w szczególności, gdy w grę wchodzi przewóz drobnicy. Na trasach średnich i długich w dalszym ciągu przewóz kolejowy jest szybszy od przewozu wodnego.
- Przeładunek mechaniczny w relacjach barkowych w odniesieniu do towarów masowych jest łatwiejszy i szybszy od przeładunku w relacjach wagonowych. Zjawisko to występuje szczególnie jasno przy bezpośrednich przeładunkach ze statków morskich na barki lub odwrotnie.
- Przewóz wodny odbywa się bez wstrząsów, co w odniesieniu do niektórych towarów ma zasadnicze znaczenie.
- Ubytek towarów w czasie przewozu wodnego jest znacznie mniejszy aniżeli ubytek w czasie transportu kołowego (nieuszczerłość środków przewozowych, rozkurz itp.).

Zupełnie oddzielne zagadnienie stanowi porównanie kosztów własnych przewozu taborem żeglugi z kosztami przewozu koleją czy samochodem i ze względu na swoją wagę winno być omówione oddzielnie. Dlatego też w tym miejscu ograniczymy się do stwierdzenia, że koszt własny przewozu wodnego śródlądowego jest niższy od kosztów innymi śródlądowymi środkami transportu. Głównymi przyczynami tego stosunku są: tańsza budowa taboru rzeczny, jego dłuższa ży-

wotność w porównaniu z innymi środkami transportu i co najważniejsze nakłady na budowę, utrzymanie i obsługę drogi wodnej w odniesieniu do transportu są znacznie niższe od kosztów kolei w tej mierze. Pamiętać bowiem należy, że w całości zagadnień gospodarki wodnej zagadnienie transportu stanowi stosunkowo niewielki udział i dlatego nakłady na zagospodarowanie dróg wodnych w stosunkowo drobnej części dotyczą transportu. Zasadnicza większość tych nakładów obciąża przede wszystkim rolnictwo z punktu widzenia opanowania strat powodziowych, energetykę na tle wykorzystania masy spływających wód dla uruchomienia elektrowni wodnych, oraz przemysł i ośrodki mieszkalne z punktu widzenia zaopatrzenia w wodę. Te zasadnicze cele gospodarki wodami śródlądowymi należy realizować w ten sposób, by równocześnie uzyskać dogodny drogi wodne dla potrzeb transportu.

Na tle walki o obniżkę kosztów własnych w naszej gospodarce narodowej szczególnego znaczenia nabiera zagadnienie polityki taryfowej w odniesieniu do wysokości opłat za usługi przewozowe. W okresie obecnym, przy braku zagospodarowania naszej najważniejszej arterii komunikacyjnej jaką jest Wisła, przy rozbudowujących się dopiero przedsiębiorstwach żeglugowych, udział wodnego transportu śródlądowego w ogólnej krajowej puli przewozowej jest stosunkowo niewielki. Przeważającą większość przewozów wykonuje kolej i dla tego powodu taryfy przewozowe śródlądowych przedsiębiorstw żeglugowych są nawiązane do taryf kolejowych. Na tle tego nawiązania przewóz wodny jest tańszy od przewozu kolejowego i przy towarach wysoko taryfowanych przewoźne żeglugi jest niższe od kolejowego nawet do 60%. Ta wysoka różnica zmniejsza się przy towarach nisko taryfowanych i wynosi jedynie 5%. Układ taryfy towarowej żeglugi śródlądowej jest ponadto skonstruowany w ten sposób, że opłaty za przewóz na zbyt długich i ekonomicznie nie uzasadnionych trasach wodnych są znacznie wyższe od opłat za przewóz kolejowy od tych samych miejscowości (połączonych krótszymi liniami kolejowymi). Np. trasa wodna z Wrocławia do Warszawy, biegnąca przez Kostrzyn — Bydgoszcz, jest prawie dwukrotnie dłuższa od trasy kolejowej i dlatego też przewóz wodny jest znacznie droższy od kolejowego.

Obserwacja potoków towarowych wykazuje, że do przewozu środkami żeglugi śródlądowej ciężą przede wszystkim towary masowe najniższych klas taryfowych, jak np. materiały budowlane, surowce hutnicze i chemiczne czy węgiel, podczas gdy wachlarz towarów przewożonych przez PKP jest wielokrotnie szerszy. W tych warunkach średnia realizacja za przewóz jednej tony towaru przedstawia się znacznie korzystniej na kolei aniżeli w żegludzie. Z tego więc względu wydaje się, że byłoby celowe, aby przyszyść zmiany taryfowe poszły w kierunku pokrywania faktycznych kosztów przewoźnika w związku z wykonywaniem umowy o przewóz tym więcej, że obecnie powszechnie stosowana zasada taryfowania przewozów towarów „ad valorem” być może nie jest właściwsza.

Dalszym rozszerzeniem udziału żeglugi śródlądowej w ogólnej puli przewozów krajowych jest rozszerzenie wachlarza taryf łamanych kolejowo-wodnych, w celu obsłużenia klientów niekoniecznie usytuowanych bezpośrednio nad drogą wodną, oraz takie ustawienie tych taryf, aby całość przewozu

kolejowo — wodnego wraz z przeładunkiem z jednego środka przewozowego na drugi była atrakcyjnie tańsza od bezpośredniego przewozu kolejowego.

Niezależnie od powyższego, wprowadzenie za wzorem Związku Radzieckiego znacznej podwyżki stawek kolejowych na liniach równoległych do dróg wodnych (w ZSRR podwyżka ta wynosi 50—100%) da na pewno bardzo pozytywne wyniki dla wodnego transportu śródlądowego, wyrażającego się dużą podażą masy towarowej do przewozu.

Mówiąc o zagadnieniu przewozów wodno-kolejowych i kolejowo-wodnych, nie można pominąć zagadnienia obsługi portów śródlądowych przez kolej, a w szczególności terminowej dostawy kolejną towarów przeznaczonych do przeładunku na statki, względnie wagonów pustych przeznaczonych pod towar dostarczony taborom wodnym. W 1952 r. w szczególności w okresie przewozów jesiennych zdarzało się, że barki oczekiwały na wagony kolejowe nawet do 14 dni. Jest to następstwo niezupełnie szczęśliwego ustawienia stosunku kolei do żeglugi, która przecież jest współprzewoźnikiem, a nie klientem PKP. W konsekwencji nieterminowej obsługi portów przez kolej następuje zamrożenie środków transportowych współpracującego przewoźnika, co jedynie pogłębia trudności transportowe, w szczególności w okresie, w którym winny one być wykorzystane do górnej granicy możliwości. Całkowitym rozwiązaniem tego zagadnienia byłoby ustalenie zasady, że obsługa portów śródlądowych przez PKP ma pierwszeństwo przed innymi przewozami.

Na zakończenie tych kilku uwag na temat roli żeglugi śródlądowej na tle planowych zadań transportu należy zastanowić się jeszcze nad analizą i oceną wykonanych przez przedsiębiorstwa żeglugowe planów przewozowych. Plan usług żeglugi śródlądowej sporządzany w oparciu o limity w tonach i tonokilometrach w swym szczegółowym rozpracowaniu przewiduje podział na trasy i rodzaje towaru. Ocena jednak wykonania planu streszcza się do analizy wykonania przewozów w tonach i tonokilometrach, a stosunkowo małą wagę przywiązuje się do odchyień w wykonaniu tego planu w odniesieniu do relacji i asortymentów. Na obecnym etapie naszego planowania ocena wykonanej pracy powinna iść nie tylko po linii ilości, lecz również jakości i rodzaju. Ten sposób wykonywania planu powinien obowiązywać nie tylko przewoźnika lecz również gestorów towaru, od których działalności przede wszystkim zależy rodzaj, ilość, trasa i okres czasu, w jakim dany towar podlega przemieszczaniu.

Polska Rzeczpospolita Ludowa docenia znaczenie i korzyści jakie tkwią w niewykorzystanych zasobach wodnych. Po wielowiekowym zacofaniu zagospodarowanie wód śródlądowych zostało obecnie należycie potraktowane i program Frontu Narodowego stawia jako wytyczne do następnego planu 5-letniego zagadnienie przeobrażenia przyrody w Polsce, na tle wszechstronnego wykorzystania zasobów wodnych. Zagospodarowana zostanie przede wszystkim nasza najzasobniejsza w wodę rzeka — Wisła. Wielkie budownictwo wodne, które zostanie zrealizowane w planie 5-letnim stanie się podstawą rozwoju żeglugi śródlądowej w Polsce i można przypuszczać, że już w niedalekiej przyszłości udział tego rodzaju transportu osiągnie około 20% ogólnokrajowych przewozów towarowych.

PROF. INŻ. ALEKSANDER POTYRAŁA i INŻ. F. KWASKOWSKI

Żegluga śródlądowa w ramach zagadnień transportu towarów masowych naszego kraju

Artykuł niniejszy powinien spowodować dalsze wypowiedzi innych autorów, zarówno z uwagi na wagę zagadnienia — głównie dotyczy to porównania kosztów transportu kolejowego i wodnego, jak i sposobu przeprowadzenia obliczeń tych kosztów, odmiennego od powszechnie stosowanych, na co zresztą Autorzy zwracają w zakończeniu uwagę.

Jedynie dokładna analiza konkretnych przypadków transportu określonej masy towarowej, drogą kolejową lub drogą wodną, przy całkowitym pominięciu subiektywnych tendencji zainteresowanych przedsiębiorstw, może dać właściwy materiał porównawczy, a znaczniejsza ilość takich konkretnych przypadków stworzy materiał potrzebny dla uogólnienia zagadnienia.

UWAGI WSTĘPNE

Zagadnienie obniżki transportu, istotne dla każdego rodzaju produkcji, szczególnie jest ważne dla towarów masowych, jak węgiel i ruda żelazna, dla materiałów budowlanych, jak żwir, cegła lub cement, wreszcie dla niektórych surowców i produktów przemysłu chemicznego.

W wypowiedziach publicystów i ekonomistów, czasem również techników, przewija się — na ogół — mniemanie,

że najtańszym środkiem transportowym dla tego rodzaju produktów, jest transport wodny; zdarzają się jednak również głosy przeciwnie, dające pierwszeństwo transportowi kolejowemu. Opiniom tym brak zazwyczaj bliższego uzasadnienia, gdyż są one najczęściej wyrazem subiektywnych zainteresowań, a ponieważ w dodatku zdarzają się — tu i ówdzie — wypowiedzi wprowadzające zgola błędny tok rozumowania, więc celowe jest zagadnieniu temu poświęcić nieco uwagi i określić wzajemny stosunek kosztów, jak też omówić pro i contra w odniesieniu do obu wymienionych rodzajów transportu.

Postawienie na właściwej płaszczyźnie wzajemnego stosunku żeglugi śródlądowej¹⁾ do transportu kolejowego stało się dla nas w pełni aktualne dopiero po włączeniu Odry w nasz system polityczny i gospodarczy, a więc w roku 1945.

Wisła w okresie międzywojennym miała w tym względzie znaczenie znikome, tym więcej, że gospodarkę naszą tego okresu na odcinku transportowym znamionowała zdecydowana supremacja kolei i bezplanowość w transporcie wodnym. Przyczyną tego stanu rzeczy były następujące fakty i okoliczności:

- bieg Wisły, w stosunku do naszych ośrodków przemysłowych, jest mało korzystny, gdyż rzeka ta zatacza wielki łuk, przez co długość drogi transportowej wzrasta niepomnie i dochodzi do dwukrotnej w stosunku do linii cięciwy, po jakiej przeprowadzona została kolejowa magistrala węglowa Śląsk—Gdynia, tymczasem komunikacja wodna kalkuluje się — w zasadzie — jedynie wówczas, gdy jej droga nie przekracza 20 — 50% odległości transportu kolejowego;
- niedostosowanie Wisły do wymagań nowoczesnej żeglugi;
- rozdrobnienie ówczesnych przedsiębiorstw żeglugowych;
- błędna polityka gospodarcza rządów przedwrześniowych.

W tym stanie rzeczy, nie mogą nas dziwić znikomo niskie liczby dotyczące transportu rzecznoego w okresie międzywojennym, w stosunku do liczb transportu kolejowego. Wg „Małego Rocznika Statystycznego“ udział żeglugi śródlądowej w transporcie, objętym kolejami i żegluga śródlądową (z wyłączeniem transportu samochodowego i lotnictwa komunikacyjnego), w roku 1938 przedstawiał się następująco:

- niespełna 1% tono-kilometrów;
- niespełna 1,5% ogólnego tonażu towarów;
- około 1,5% przewozu węgla;
- około 12% przewozu i spławu drzewa;
- około 8% przewozu zbóż i przetworów zbożowych;
- około 25% przewozu cukru.

Sytuacja zmieniła się radykalnie po roku 1945, gdyż Odra wg danych z roku 1939, przedstawiała potencjał transportowy w wysokości około 2,5 miliarda tono-kilometrów, a więc ponad 12 razy wyższy aniżeli Wisła z jej dopływami, a z końcem planu 6-letniego, po uporządkowaniu urządzeń technicznych koniecznych dla żeglugi, potencjał ten podniesiony zostanie do zdolności przewozowej około 5 000 000 ton towarów w dół i około 3 500 000 ton w górę rzeki. Nadmienić tutaj należy, że odległość drogą wodną z Gliwic do Szczecina wynosi 682 km, a drogą kolejową 550 km, a zatem stosunek wzajemny leży w granicach ekonomicznie korzystnych.

Jak z powyższego wynika, wzajemny stosunek transportu kolejowego i żeglugi śródlądowej, opartej o system Odry i Wisły, oraz o system tranzytowej linii żeglugowej Wschód — Zachód, realizacja której jest już w przygotowaniu, ulegnie i ulec musi poważnym przemianom. W naszym układzie stosunków geograficznych, politycznych i gospodarczych, oparcie się zarówno na transporcie kolejowym, jak wodnym jest konieczne. To stwierdzenie ogólnikowe postaramy się podbudować.

Uzasadnienie, że nowoczesny organizm państwowy nie jest do pomyślenia bez szeroko rozbudowanego transportu kolejowego jest zbędne, gdyż jest to pewnik. Jest bowiem oczywiste, że wymiana ogromnych ilości różnorodnych produktów przemysłu i rolnictwa, zarówno pomiędzy poszczególnymi ośrodkami produkcji i spożycia wewnątrz kraju, jak pomiędzy Polską a krajami sąsiednimi, nie może odbywać się jedynie na wozach konnych, samochodach lub samolotach, owszem, te rodzaje transportu są i będą nadal

cennym uzupełnieniem transportu kolejowego, zwłaszcza w niektórych warunkach terenowych, lecz kolej jest i niewątpliwie będzie jeszcze długie lata podstawowym środkiem transportu przeważnie masy towarowej; podobnie przedstawia się sprawa przewozu ludzi. Możliwości osiągnięcia dużych szybkości w transporcie kolejowym dają jej znaczną przewagę w pewnych określonych warunkach potrzeb gospodarczych. Poza tym dochodzą względy obronności kraju.

Przychodząc do takiego wniosku, musimy zgodzić się z jego konsekwencją, a mianowicie, z koniecznością odpowiedniego nakładu środków materialnych dla stworzenia potrzebnej nam sieci kolejowej; musimy też zgodzić się, że dla kolei nieodzowne są inwestycje od podstaw, gdyż żadne inne poprzednie drogi komunikacyjne i jakiegokolwiek dotychczasowe urządzenia nie nadają się dla tego celu. Zgadzając się z koniecznością posiadania sieci kolejowej, godzimy się tym samym na ogromny wysiłek państwa dla ich stworzenia.

Inaczej przedstawia się sprawa z rzekami żeglownymi, więc w naszych warunkach Odra pocawszy od Koźła, Wisła pocawszy od Warszawy (warunkowo od Krakowa) oraz pomniejsze odcinki dopływów tych rzek; jeśli bowiem istnieje już droga wodna nadająca się do żeglugi, to jest oczywiste, że niewykorzystanie jej byłoby gospodarczym błędem.

Inwestycje mające na celu porządkowanie rzek są oczywiście nieodzowne, ale ich charakter leży na płaszczyźnie innej, aniżeli w przypadku kolei, a mianowicie ich konieczność wynika w pierwszym rzędzie z wymagań zabezpieczenia sąsiednich połaci kraju przed niszczącym działaniem powodzi. To jest czynnik decydujący o konieczności ujęcia rzeki, zwłaszcza mającej dopływy górskie, w ramy koryta uregulowanego. Zaniedbanie tych robót mści się bardzo szybko, i to zazwyczaj corocznie, w postaci strat powodziowych, że te straty nie są bagatelne, dowodzą cyfry.

Jak z powyższego wynika, dla żeglugi rzecznej istnieją odmienne w stosunku do kolei, a sprzyjające warunki w sensie koniecznych inwestycji²⁾.

ZAŁOŻENIA PODSTAWOWE DLA PORÓWNANIA KOSZTÓW TRANSPORTU WODNEGO I KOLEJOWEGO

Zanim przystąpimy do liczbowego określenia stosunku kosztów transportu wodnego i kolejowego, dla towarów masowych, musimy ustalić założenia wyjściowe, dające wspólny mianownik dla dalszych porównań. Oto one:

a) Założenia odnośnie obu rodzajów transportu:

- 1) Pod uwagę bierzemy jedynie ładunki masowe, w rodzaju węgla, rudy żelaznej i materiałów budowlanych oraz niektóre surowce i produkty przemysłu chemicznego, tj. nie ulegające zepsuciu, dla których szybkość transportu ma znaczenie drugorzędne, gdyż daje się zastąpić właściwym planowaniem.
- 2) Rozpatrujemy jedynie kierunki transportu wzajemnie zgodne, więc linię Odry do Szczecina i poszczególne odcinki linii Wisły, a nie jej cały bieg, który — jak już wiemy — jest w niekorzystnym stosunku do linii kolejowej, biegnącej prosto z Zagłębia Węgiowego do Gdańska.

b) Założenia odnośnie komunikacji kolejowej:

- 3) Koszty budowy linii kolejowych, łącznie ze wszystkimi ich urządzeniami przyjmujemy jako zamortyzowane, albo — co dla naszych rozważań na jedno wychodzi — zakładamy, że amortyzacja ta obciąża pozostałe rodzaje transportu, więc towary masowe na liniach nie objętych pkt. 2, poza tym drobnicę i przewóz pasażerów.
- 4) Koszty utrzymania i obsługi linii kolejowych obciążają transport wymieniony w pkt. 3.

c) Założenia odnośnie komunikacji wodnej:

²⁾ Żegluga na kanałach śródlądowych stanowi zagadnienie analogiczne do komunikacji kolejowej, gdyż droga taka bywa tworzona sztucznie.

¹⁾ W niniejszych rozważaniach ograniczymy się do żeglugi rzecznej.

- 5) Koszty regulacji rzek i budowy urządzeń technicznych ułatwiających żeglugę, łącznie z odpowiednim wyposażeniem, jak porty, śluzy, sygnalizacja itd. — przyjmujemy jako zamortyzowane, albo — co dla naszych rozważań ma to samo znaczenie — amortyzację tę przyjmujemy jako obciążającą działą gospodarki narodowej związane z rzekami, więc zabezpieczenie przeciwpowodziowe, energetykę, zaopatrzenie w wodę, rolnictwo, leśnictwo itp.

- 6) Koszty utrzymania i obsługi dróg żeglugowych obciążają działą gospodarki narodowej wymienione w pkt. 5.

Założenia takie stanowią oczywiście uproszczenia, ale są o tyle usprawiedliwione, że przerzucanie wspomnianych kosztów na inne rodzaje transportu, względnie inne gałęzie gospodarki narodowej, dotyczy jedynie stosunkowo niedużej masy towarowej (szacunkowo poniżej 10% ogólnokrajowej masy towarowej).

Powyższe założenia nie powinny jednak być rozumiane w ten sposób, że komunikacja wodna ma dostosować się do obsługi wyłącznie towarów masowych, a zrezygnować z przewozu drobnicy. Podobnie, jak to widzieliśmy na przykładzie Wisły w okresie międzywojennym, kiedy to z transportu wodnego korzystały towary wartościowe, również i obecne lata wykazują skłonność niektórych gatunków wartościowych do korzystania z transportu wodnego, gdyż ryzyko uszkodzenia (np. zamknięcia cukru) okazuje się znacznie mniejsze na barkach rzecznych aniżeli w wagonach kolejowych. Niemniej — mimo wszystko — ładunki wartościowe, zwłaszcza na Odrze, jako masa towarowa, stanowią będąc jedynie ułamek towarów masowych o niższej stosunkowo wartości.

KOSZTY TRANSPORTU

Rozpatrzmy obecnie wzajemny stosunek kosztów transportu kolejowego i wodnego pod kątem widzenia kosztów budowy potrzebnego taboru i kosztów jego eksploatacji. W tym celu przeanalizujemy dwa przykłady transportu kolejowego i wodnego, czyniąc przy tym pewne dodatkowe założenia i uproszczenia, a mianowicie:

Przykład I

- 1) W ciągu roku potrzeba przewieźć 2 000 000 ton węgla eksportowego³⁾ z kopalni śląskich do Szczecina, dla przeładunku na okręty morskie, przy czym zadanie podzielone zostaje po połowie na transport kolejowy i na transport wodny.
- 2) Zakładamy ponownie, że szybkość transportu dla masy towarowej nie ma znaczenia, ponieważ termin załadunku w porcie śródlądowym i przeładunek w porcie morskim został zaplanowany w sposób zapewniający niezawodne tak podstawienie pociągów kolejowych, jak pociągów wodnych, w czasie i kolejności wymaganej przez załadunek morski.
- 3) Sprawność przeładunku tak dla kolei, jak pociągów wodnych będzie jednakowa.
- 4) Wykorzystanie pociągów kolejowych i pociągów wodnych, w drodze powrotnej dla innych towarów nie jest brane pod uwagę, gdyż zsynchronizowanie odnośnej masy towarowej jest kłopotliwe i — jak wykazuje praktyka — masa ta jest stosunkowo nieduża.
- 5) Przewóz węgla koleją odbywa się równomiernie w ciągu 12 miesięcy, natomiast przewóz drogą wodną powinien być dokonany w ciągu 9 miesięcy, tj. w okresie jednego sezonu żeglugowego, trwającego w zasadzie od 15.III. do 15.XII.; zakładamy przy tym, że tak ruch kolejowy, jak na drogach wodnych odbywa się bez przerwy, we dnie i w nocy, również w niedziele i dni świąteczne, co wymaga oczywiście odpowiednich urządzeń sygnalizacyjnych na drodze wodnej.
- 6) Pociąg kolejowy przyjmujemy w składzie: jeden parowóz typu ciężkiego oraz 50 wagonów — węglarek, każdy o nośności użytecznej 30 ton, a więc pociąg o jednorazowej zdolności przewozowej 1 500 ton. Pociąg wodny przyjmujemy w składzie: jeden holownik o napędzie parowym, o mocy 250 KM oraz 3 barki typu „wrocławskiego“, które przy obecnie realnym zanurzeniu, na

całej długości drogi wodnej i w okresie całego sezonu nawigacyjnego, mają nośność po 445 ton, a więc pociąg wodny o jednorazowej zdolności przewozowej 1335 ton.

- 7) Koszty administracji związane z ruchem zgodnie z założeniami podanymi w pkt. B/4 oraz B/6, potrzebnych pociągów kolejowych względnie pociągów wodnych, obciążą inne rodzaje transportu, natomiast przedmiotowy transport węgla obciążą jedynie:

- koszt zakupu, amortyzacji i utrzymania w porządku samego taboru;
- koszty paliwa i smarów;
- prace personelu obsługującego odnośne pociągi kolejowe i pociągi wodne.

Poczyniwszy te założenia, określmy obecnie cykl transportowy dla obu rodzajów dróg.

- 8) Cykl transportowy dla kolei, a mianowicie czas od chwili podstawienia pociągu pod urządzenia przeładawcze kopalni do chwili powrotu tegoż samego pociągu pod te urządzenia, już po wykonaniu transportu do Szczecina, określamy na 4 doby, a mianowicie:

- załadunek na kopalni oraz przeładunek na okręt morski w Szczecinie, łącznie z czasami niezbędnymi dla zestawienia pociągu, załatwienia formalności itd., określamy na 2 doby;

- czas przejazdu pociągu z kopalni do Szczecina i z powrotem, licząc $2 \cdot 550 = 1100$ km, przy szybkości przeciętnej 23 km/godz., określamy na 2 doby; zaznaczę tutaj należy, że w przypadku transportu węgla z kopalni do portu morskiego odpadają postoje na stacjach pośrednich, z wyjątkiem pobierania wody i ewent. zamiany parowozu, wobec czego przeciętna szybkość mogłaby być jeszcze podwyższona.

- 9) Cykl transportowy dla pociągu wodnego będzie znacznie dłuższy, określamy go na 15 dob, jak następuje:

- załadunek bargek w porcie śródlądowym z wagonów kolejowych przysyłanych z kopalni określamy na 1 dobę, łącznie już z czasami niezbędnymi dla podstawienia bargek i załatwienia formalności; podobnie przeładunek węgla w Szczecinie na okręt morski określamy na 1 dobę, w sumie więc 2 doby.

- czas przejazdu w dół rzeki, z portu rzeczno-gliwickiego do Szczecina, o łącznej długości drogi 682 km, określamy na 4,5 doby, łącznie ze śluzowaniem i ewent. pobieraniem węgla, tj. zakładamy przeciętną szybkość 10 km/godz. na linii oraz 1,5 doby na śluzowanie; czas przejazdu w górę rzeki określamy na 8,5 doby, a mianowicie przeciętna szybkość pod prąd 4 km/godz. oraz 1,5 doby na śluzowanie⁴⁾.

- 10) Uwzględniwszy zdolność przewozową obu rodzajów pociągów i ich cykle transportowe, przychodzimy do następujących wniosków:

- Jeden pociąg kolejowy, scharakteryzowany poprzednio, mógłby w ciągu jednego roku wykonać około 90 cykli, a więc mógłby przewieźć $90 \cdot 1500$ ton = 135 000 ton; w rzeczywistości należy przewidzieć dla taboru kolejowego, możliwość dokonywania drobnych remontów i przeglądów, dla których przewidujemy współczynnik w wysokości 0,92; jest to odpowiednik 3-miesięcznego zimowego okresu dla taboru wodnego, w którym dokonywane są remonty i konserwacje ponawigacyjne.

W związku z tym należałoby przewidzieć

$$1\,000\,000$$

$$0,92 \cdot 135\,000 = 8 \text{ pociągów kolejowych.}$$

- Jeden pociąg wodny, scharakteryzowany poprzednio, mógłby w ciągu jednego sezonu nawigacyjnego wykonać około 18 cykli, a więc mógłby przewieźć $18 \cdot 1335$ ton = 24 000 ton, a zatem dla przewiezienia 1 000 000 ton węgla należałoby przewidzieć około 42 pociągi wodne.

⁴⁾ Nadmienię tutaj należy, że zarówno przeciętna szybkość pociągu wodnego na linii, jak czas śluzowania przyjęte zostały przez nas ostrożnie; oto bliższe dane: można przyjąć na 8 km/godz. przy przeciętnej szybkości nurtu 3 km/godz. oraz przy uwzględnieniu szybkości spadku (plus wzgl. minus) daje to w dół rzeki 11 — 12 km/godz., w górę rzeki około 4 km/godz. Podobnie przedstawia się sprawa śluzowania. Na drodze pociągów wodnych jest 28 śluz, zakładając więc po 1 godzinie na każde śluzowanie, widzimy, że $2 \cdot 1,5$ doby stanowią dla tych operacji spory zapas czasu.

³⁾ Przyjęcie przykładowe węgla nie ma dowodzić, że jesteśmy zwolennikami eksportu surowca, przeciwnie, wypowiadamy się za eksportem uszlachetnionym, a nie za eksportem surowców, do których zaliczyć należy również węgiel.

KOSZTY TABORU

Dla określenia kosztów transportu omówionego węgla ustalamy obecnie koszty budowy taboru.

- Koszt taboru kolejowego⁵⁾: ciężki parowóz dla pociągów towarowych, wg cen z roku 1938 kosztował 480 000 zł; wagon-węglarka, o nośności 30 ton, kosztował około 18 000 zł; zatem koszt potrzebego taboru kolejowego wynosiłby: $8 \cdot (480\,000 \text{ zł} + 50 \cdot 18\,000 \text{ zł}) = 11\,040\,000 \text{ zł}$.
- Koszt taboru wodnego: holownik parowy nowoczesny o mocy 250 KM, wg cen z roku 1938 kosztował 225 000 zł; barka stalowa typu „wrocławskiego“, bez pokrycia ładowni, kosztowała około 100 000 zł, zatem koszt potrzebnego taboru wodnego wynosiłby: $42 \cdot (225\,000 \text{ zł} + 3 \cdot 100\,000 \text{ zł}) = 22\,000\,000 \text{ zł}$.

Z porównania tych dwóch cyfr można by wnioskować, że koszty taboru kolejowego są o połowę niższe od taboru wodnego. Jest to jednak tylko pozorne, gdyż uwzględnić tutaj należy dodatkowo koszty amortyzacji, która z uwagi na specyficzne warunki pracy taboru kolejowego (szczególnie niekorzystne) i statków rzecznych (znacznie korzystniejsze) kształtują się różnie, a mianowicie:

Okresy amortyzacyjne taboru kolejowego⁶⁾ przyjąć należy na lat 20, podczas gdy dla holowników rzecznych okres ten określony zostaje na 25 lat, a dla barek stalowych na 40 lat. Odpowiednio do tego poprzedni rachunek musi być skorygowany; jako bazę obliczeniową przyjmujemy barkę i w rezultacie otrzymujemy następujące przeliczenia:

- koszt taboru kolejowego odniesiony do okresu amortyzacyjnego barki rzecznej wyniesie zatem: $11\,040\,000 \text{ zł} \cdot \frac{40}{25} = 22\,080\,000 \text{ zł}$;
- koszt holownika odniesiony do okresu amortyzacyjnego barki wynosi: $225\,000 \text{ zł} \cdot \frac{40}{20} = 360\,000 \text{ zł}$ i wobec tego

koszt całego taboru rzecznego wyrazi się kwotą:

$$42 \cdot (360\,000 \text{ zł} + 3 \cdot 100\,000 \text{ zł}) = 27\,720\,000 \text{ zł}$$

Wniosek I: Interesujący nas tabor wodny jest droższy od taboru kolejowego około 25%⁷⁾.

⁵⁾ Odnosne dane oparliśmy na informacjach prof. B. Hummela (Katedra Kolejnictwa Politechniki Gdańskiej); wg F. Neesena koszty te należałoby podwyższyć około 30%.

⁶⁾ W tym względzie zapatrywania są rozbieżne. F. Neesen przyjmuje okres amortyzacyjny zarówno dla parowozów, jak dla wagonów na lat 18; prof. Hummel nie wypowiada się w sprawie okresu amortyzacyjnego, natomiast wiek trwania parowozu określa na 35 lat, a wagonu na 45 lat. Jest zrozumiałe, że zarówno tabor kolejowy, jak wodny po upływie okresu amortyzacyjnego nie przedstawia wartości jedynie złomu i w pewnych warunkach może być nadal użyteczny i — powiedzmy sobie to otwarcie — w naszych warunkach gospodarczych rzeczywiście bardzo często pełni służbę prawie na równi z twarem nowym. Fakt, że w naszych warunkach spotykamy parowozy ponad 20-letnie a nieraz nawet weteranów 50-letnich, jak też że spotykamy holowniki budowane przed rokiem 1900, a barki nawet sprzed 1890, nie obala oczywiście zasad prawidłowej gospodarki amortyzacyjnej. Rozpatrując bliżej omawiane zagadnienie, musimy pamiętać o dwóch zasadniczych przesłankach, a mianowicie:

- że parowóz, wagon, holownik czy barka, po pewnym okresie, który określamy zazwyczaj jako okres amortyzacyjny, wymaga tak dużych nakładów na remonty i konserwacje, że dalsza eksploatacja przestaje się opłacać;
- że sprzęt tego rodzaju zwłaszcza parowozy i holowniki, po okresie 20—25 lat jest technicznie przestarzały i przeto również z tego względu jego eksploatacja staje się mało rentowna.

⁷⁾ Stosunek ten dotyczy cen z roku 1938. Obecnie stosunek ten zmienił się jeszcze bardziej na niekorzyść taboru wodnego, ponieważ dzięki unowocześnieniu konstrukcji wagonów i parowozów oraz na skutek mechanizacji produkcji dużych ich serii, koszty wytwarzania taboru kolejowego wzrosły mniej aniżeli koszty taboru wodnego. Określenie odnośnych wielkości wydaje się nam jednak jeszcze przedwczesne.

KOSZTY PALIWA I SMARÓW

Zakładamy, że węgiel i smar używany przez parowozy i maszyny holownicze będą tej samej jakości, a więc i w tej samej przeciętnej cenie jednostkowej, a mianowicie 1000 kg węgla — 25 zł, a 1000 kg oleju smarowego — 2000 zł (wg cen z roku 1938); co się tyczy smaru dla wagonów to zakładamy, że będzie on gorszego gatunku w cenie po 1200 zł za 1000 kg. Są to oczywiście duże uproszczenia, w danym przypadku przyjęte dla nieskomplikowania rachunku. W dalszym ciągu robimy następujące założenia i obliczenia:

- Odnosnie taboru kolejowego:
 - moc parowozu⁸⁾ — 1000 KM,
 - zużycie węgla przez parowóz — 0,85 kg/KMi/g, zużycie oleju smarowego przez parowóz — 3 KM/godz., zużycie smaru przez wagony = 100% zużycia przez parowóz;
 - uwzględniając liczby poprzednio ustalone, otrzymujemy zatem następujący rachunek:
 - Koszt węgla: $7,4 \text{ parowozów} \cdot 1000 \text{ KM} \cdot 0,85 \text{ kg/KMi/godz.} \cdot 90 \text{ cykli transportowych} \cdot 48 \text{ godzin/cykl} = 27\,000 \text{ ton węgla} \cdot 25 \text{ zł/tonę} = 675\,000 \text{ zł}$;
 - koszt smarów dla parowozów: $7,4 \cdot 1000 \text{ KM} \cdot 3 \text{ g/KMi/godz.} \cdot 90 \text{ cykli} \cdot 48 \text{ godzin/cykl} = 96 \text{ ton} \cdot 2000 \text{ zł/tonę} = 192\,000 \text{ zł}$;
 - koszt smarów dla wagonów: $96 \text{ ton} \cdot 1200 \text{ zł/tonę} = 115\,000 \text{ zł}$ w sumie 982 000 zł.

- Odnosnie taboru wodnego:
 - zużycie węgla przez holownik — 0,90 kg/KMi/godzinę, zużycie oleju smarowego — 3 g/KMi/godzinę; uwzględniając liczby poprzednie, otrzymujemy następujący rachunek:
 - koszt węgla: $42 \text{ holowniki} \cdot 250 \text{ KM} \cdot 0,85 \text{ kg/KMi/godz.} \cdot 18 \text{ cykli} \cdot 13 \text{ dób} \cdot 24 \text{ godziny} = \text{około } 50\,000 \text{ ton} \cdot 25 \text{ zł/tonę węgla} = 1\,250\,000 \text{ zł}$;
 - koszt smarów: $42 \cdot 250 \text{ KM} \cdot 3 \text{ g/KMi/godz.} \cdot 18 \cdot 13 \cdot 24 = 177 \text{ ton, } 2000 \text{ zł/tonę smaru} = 354\,000 \text{ zł}$;
 - w sumie 1 604 000 zł.

Wniosek II: Koszty paliwa i smarów są dla transportu wodnego ponad 63% droższe aniżeli dla transportu kolejowego.

KOSZTY REMONTÓW I KONSERWACJI

Roczne koszty remontów, części zamiennych i konserwacji przyjmujemy w stosunku do kosztów budowy następująco:

dla parowozu	—	10%
dla wagonu	—	6%
dla holownika	—	8%
dla barki	—	4%

Odpowiednio do tych założeń otrzymujemy następujący rachunek:

- dla transportu kolejowego:
 $8 \cdot (480\,000 \text{ zł} \cdot 0,1 + 50 \cdot 18\,000 \text{ zł} \cdot 0,06) = 816\,000 \text{ zł}$.

- dla transportu wodnego:
 $42 \cdot (225\,000 \text{ zł} \cdot 0,08 + 3 \cdot 100\,000 \text{ zł} \cdot 0,04) = 1\,260\,000 \text{ zł}$.

Wniosek III: Koszty napraw, części zamiennych i konserwacji, interesującego nas taboru wodnego, kształtują się około 55% wyżej aniżeli taboru kolejowego.

PŁACE ZAŁOGI

Opierając się na dotychczasowych założeniach, omówimy obecnie zagadnienie kosztów obsługi obu rodzajów transportu.

Dla pociągu kolejowego, o składzie poprzednio omówionym, konieczne jest 6 osób obsługi, o następującym składzie:

- kierownik pociągu,
- maszynista,
- pomocnik maszynisty,
- palacz,
- dwa hamulcowych (ściślej dozorujących pociąg). Zakładając trzyzmianną obsługę, otrzymujemy 18 osób

⁸⁾ Tę stosunkowo niską przeciętną moc parowozu przyjęliśmy z uwagi na nieduże spadki na linii Gliwice — Szczecin.

załogi na jeden pociąg, albo łącznie $8 \cdot 18 = 144$ ludzi załogi.

Dla pociągu wodnego, o składzie poprzednio omówionym, potrzeba 17 osób załogi, o następującym składzie:

- kapitan holownika — kierownik pociągu,
- sternik,
- maszynista holownika,
- pomocnik maszynisty,
- dwóch palaczy,
- dwóch marynarzy,
- trzech sterników — kierowników barek,
- trzech bosmanów,
- trzech marynarzy.

Zakładając dwie zmiany załogi, co na rzece normalnie jest stosowane⁹⁾, otrzymujemy 34 ludzi na jeden pociąg, albo łącznie $12 \cdot 34 = 1428$ ludzi.

Przeciętną płacę (bez świadczeń socjalnych) członka załogi kolejowej przyjmujemy w wysokości 180 zł w stosunku miesięcznym (wg płac z r. 1938), wobec czego wydatki na załogę wyniosą w stosunku rocznym, a więc w stosunku do założonego zadania przewiezienia po 1 milionie ton węgla, następująco:

— transport kolejowy: 144 ludzi $\cdot$ 12 miesięcy $\cdot$ 300 zł = 518 400 zł;

— transport wodny: 1428 ludzi $\cdot$ 10 miesięcy $\cdot$ 180 zł = 2 570 400 zł¹⁰⁾.

Wniosek IV: płace załóg taboru wodnego są niespełna 5-krotnie wyższe aniżeli płace załóg taboru kolejowego.

Przykład II

- 1) Potrzeba przewieźć w okresie miesięcy kwiecień, maj i czerwiec 100 000 ton cukru eksportowego z okręgu bydgoskiego i Gdańska, dla przeładunku na okręty morskie, przy czym zadanie zostaje podzielone po połowie na transport kolejowy i transport wodny. Robimy przy tym podobne założenia, jak w przypadku omówionym dla węgla, a mianowicie, że szybkość transportu dla samej masy towarowej nie ma znaczenia, sprawność przeładunku dla obu rodzajów transportu będzie jednako, wykorzystanie pociągów kolejowych i wodnych w drodze powrotnej nie musi być brane pod uwagę, oba rodzaje transportu odbywają się bez przerwy w dzień i w nocy oraz że koszt omawianego transportu obciążą jedynie zakup taboru, jego amortyzację i utrzymanie w porządku, paliwo i smary oraz płace personelu obsługującego odnośne pociągi.
- 2) Pociąg kolejowy przyjmujemy w składzie: jeden parowóz typu ciężkiego i 50 wagonów krytych, każdy o nośności użytecznej 20 ton, a więc pociąg o jednorazowej zdolności przewozowej 1000 ton. Pociąg wodny przyjmujemy w składzie: jeden holownik o napędzie parowym o mocy 150 KM i 3 barki typu kanałowego, które — z uwagi na głębokość nurtu Wisły — bywają załadowywane na ogół do 75% swej ładowności nominalnej, tj. do około 130 ton, a więc pociąg wodny o jednorazowej zdolności przewozowej około 400 ton.
- 3) Cykl transportowy pociągu kolejowego określamy na 2,5 doby, a mianowicie:
 - załadowanie z magazynów cukrowni i rozładowanie wagonów w porcie gdańskim na okręty morskie, łącznie z czasami potrzebnymi dla zestawienia pociągu, załatwienia formalności itd. — 2 doby;
 - czas przejazdu pociągu z okręgu bydgoskiego do Gdańska i z powrotem, $2 \cdot 150 \text{ km} = 300 \text{ km}$, przy przeciętnej szybkości 25 km/godz. = 0,5 doby.
- 4) Cykl transportowy dla pociągu wodnego będzie wynosił 4,5 doby, a mianowicie:
 - załadowanie w porcie bydgoskim z wagonów kolejowych, magazynów portowych lub innych punktów przeładunku wodnego i analogicznie rozładowanie w porcie Gdańskim na okręt morski, łącznie z czasu-

mi niezbędnymi dla podstawienia barek i załatwienia formalności — 2 doby;

— czas przejazdu w dół i w górę rzeki, łącznie ze słuzowaniem (łącznie długość drogi $2 \cdot 180 \text{ km}$) określamy na 2,5 doby.

- 5) Uwzględnivszy określoną poprzednio zdolność przewozową obu rodzajów pociągów i ich cykle transportowe, otrzymujemy następujący rachunek:

— jeden pociąg kolejowy, scharakteryzowany poprzednio, w okresie 3 miesięcy wykona 36 cykli, a więc może przewieźć 36 000 ton cukru, z czego wniosek, że dla przewiezienia 50 000 ton cukru, przy uwzględnieniu współczynnika 0,92 na drobne remonty, omówione w przykładzie transporty węgla należy przewidzieć 1,5 pociągów kolejowych;

— jeden pociąg wodny może w okresie 3 miesięcy wykonać 20 cykli, a więc może przewieźć 8 000 ton cukru i przeto dla przewiezienia całej ilości 50 000 ton potrzeba przewidzieć 8,3 pociągów wodnych, w czym uwzględniony jest współczynnik 0,75, odpowiadający 3-miesięcznemu okresowi zimowemu

KOSZTY TABORU

- Koszt taboru kolejowego: parowóz jak w przykładzie I — 48 000 zł wagon kryty, o nośności 20 ton — 11 000 zł; zatem koszt potrzebnego taboru: $1,5 \cdot (48 000 \text{ zł} + 50 \cdot 11 000 \text{ zł}) = 1 545 000 \text{ zł}$; uwzględniając okres amortyzacyjny, przeliczony w stosunku do taboru wodnego jak w przykładzie I, koszt ten zwiększy się następująco:

$$\frac{40}{20} \cdot 1 545 000 \text{ zł} = 3 090 000 \text{ zł}.$$

- Koszt taboru wodnego: holownik 150 KM i — 150 000 zł; barka stalowa typu kanałowego z pokryciem ładowni — 50 000 zł, zatem koszt potrzebnego taboru wodnego wynosiłby: $8,3 \cdot (150 000 \text{ zł} + 3 \cdot 50 000 \text{ zł}) = 2 490 000 \text{ zł}$.

Wniosek V: Z powyższego widzimy, że stosunek kosztów zakupu potrzebnego taboru kolejowego w stosunku do taboru wodnego w przypadku transportu cukru, jest 24% wyższy. Wynika to z tej okoliczności, że czas załadowywania i rozładowywania w stosunku do czasu przyjazdów jest znacznie wyższy aniżeli w przypadku węgla; szybkość pociągu na stosunkowo niedużej odległości nie może wyrównać tego niekorzystnego stosunku.

KOSZTY PALIWA I SMARÓW

Założenia czynimy analogiczne jak dla przykładu z transportem węgla i otrzymujemy następujące dane:

- odnośnie taboru kolejowego:
 - koszt węgla: $0,92 \cdot 1,5 \cdot 1000 \text{ KM} \cdot 0,85 \text{ kg/KM/godz.} \cdot 36 \text{ cykl} \cdot 12 \text{ godzin/cykl} = \text{około } 500 \text{ ton węgla} \cdot 25 \text{ zł/tonę} = 12 500 \text{ zł};$
 - koszt smarów dla parowozów: $0,92 \cdot 1,5 \cdot 1000 \text{ KM} \cdot 3 \text{ g/KM/godz.} \cdot 36 \text{ cykl} \cdot 12 \text{ godzin/cykl} = \text{około } 1,8 \text{ ton} \cdot 2000 \text{ zł/tonę} = 3600 \text{ zł};$
 - koszt smarów dla wagonów: $\text{około } 1,8 \text{ ton} \cdot 1200 \text{ zł/tonę} = \text{około } 2200 \text{ zł};$ w sumie: $\text{około } 18 300 \text{ zł}.$
- odnośnie taboru wodnego:
 - koszt węgla: $0,75 \cdot 8,3 \cdot 150 \text{ KM} \cdot 0,9 \text{ kg/KM/godz.} \cdot 20 \text{ cykl} \cdot 60 \text{ godzin/cykl} = \text{około } 1000 \text{ ton} \cdot 25 \text{ zł/tonę} = \text{około } 25 000 \text{ zł};$
 - koszt smarów: $0,75 \cdot 8,3 \cdot 150 \text{ KM} \cdot 3 \text{ g/KM/godz.} \cdot 20 \text{ cykl} \cdot 60 \text{ godzin/cykl} = \text{około } 3,3 \text{ ton} \cdot 2000 \text{ zł/tonę} = \text{ok. } 6600 \text{ zł};$ w sumie $\text{około } 31 600 \text{ zł}.$

Wniosek VI. Koszty paliwa i smarów są dla transportu wodnego ponad 70% wyższe, aniżeli dla transportu kolejowego.

KOSZTY REMONTÓW I KONSERWACJI

Czyniąc założenia analogiczne, jak w przykładzie I, otrzymujemy następujący rachunek:

- dla transportu kolejowego: $0,25 \text{ i } 1,5 \cdot (480 000 \text{ zł} \cdot 0,1 + 50 \cdot 11 000 \text{ zł} \cdot 0,06) = 30 375 \text{ zł}.$
- dla transportu wodnego: $0,25 \cdot 8,3 \cdot (150 000 \text{ zł} \cdot 0,08 + 3 \cdot 50 000 \text{ zł} \cdot 0,04) = 37 350 \text{ zł}.$

Wniosek VII. Koszty napraw części zamiennych i konserwacji taboru wodnego kształtują się około 15% wyżej aniżeli dla taboru kolejowego.

⁹⁾ Można spotkać również zdanie, że dwie pełne zmiany nie są konieczne.

¹⁰⁾ Dla transportu wodnego przyjęliśmy 9 miesięcy żeglugowych plus miesiąc na odpoczynek załóg, natomiast płaca w okresie pozostałych 2 miesięcy, w czasie których załogi współpracują w remontach ponawigacyjnych i w konserwacji taboru, obciążają odnośne koszty.

PLACE ZAŁOGI

- Dla pociągu kolejowego o składzie poprzednio wymienionym konieczne jest 6 osób obsługi, podobnie jak przy transporcie węgla; koszty określimy następująco: 1,5 pociągu . 6 osób . 3 miesiące . 300 zł/miesiąc = 24,300 zł.
- Dla pociągu wodnego, o składzie poprzednio omówionym, przy pracy na dwie zmiany konieczny jest następujący skład załogi:
kapitan holownika — kierownik pociągu,
sternik,
mechanik,
pomocnik mechanika,
dwóch palaczy,
dwóch marynarzy,
trzech sterników — kierowników barek,
trzech marynarzy,
a więc 14 osób. Koszt załogi wyniesie zatem: 8,3 pociągów . 13 osób . 3 miesiące . 180 zł/miesiąc = 62,748 zł.

Wniosek VIII: Place załóg taboru wodnego są ponad 2,5 razy wyższe aniżeli załóg taboru kolejowego.

WNIOSKI OGÓLNE

Zestawmy obecnie liczbowe wnioski dotyczące przykładu I i II, a mianowicie:

- a) koszt zakupu taboru,
 - b) koszt paliwa i smarów,
 - c) koszty remontów i konserwacji,
 - d) place załóg,
- a otrzymamy następujący rachunek:

Tabor kolejowy:

Przykład I:

ad a)	22 080 000 zł
ad b)	982 000 „
ad c)	816 000 „
ad d)	518 400 „
Razem	24 396 400 zł
	= 100%

Przykład II:

ad a)	3 090 000 zł
ad b)	18 300 „
ad c)	30 375 „
ad d)	24 300 „
Razem	3 162 975 zł
	= 121%

Tabor wodny:

27 720 000 zł
1 604 000 „
1 260 000 „
2 570 400 „
33 154 400 zł
= 136%

2 490 000 zł
31 600 „
37 350 „
62 748 „
2 621 698 zł
= 100%

Jak z powyższego widzimy, transport wodny okazał się — na razie — mniej korzystny aniżeli transport kolejowy w przewozie towaru masowego (węgiel na daleką odległość), natomiast wykazał przewagę w przewozie towaru, który można zakwalifikować zarówno do kategorii masowych, jak do drobnicy (cukier) na nieduże odległości.

Wniosek ten wydaje się co najmniej dziwny; ten rzekomy paradoks łatwo daje się wytłumaczyć na podstawie przeprowadzonego rachunku, w którym wykazaliśmy, że kolej rzeczywiście ma duże szanse współzawodnictwa z transportem wodnym, jeśli da się jej możność wykorzystania przewagi szybkości na linii, jak też szybkości załadunku i rozładunku; w przeciwnym przypadku, gdy załadowanie i rozładowanie ma charakter jednolitej drobnicy (np. worki cukru) i transport odbywa się na niedużych odległościach, kolej nie wytrzymuje współzawodnictwa transportu wodnego¹¹⁾.

Wracając do omówienia przewozu węgla należy stwierdzić, że przewaga kolei nad transportem wodnym jest realna jedynie w naszych obecnych warunkach żeglugowych i może być przekreślona następującymi okolicznościami:

¹¹⁾ Warto tutaj nadmienić, że zmechanizowanie załadunku i rozładunku drobnicy jednolitej, w rodzaju cukru, w przypadku barek jest stosunkowo łatwe, natomiast znacznie kłopotliwsze w przypadku użycia wagonów.

— W miarę pogłębienia koryta Odry zwiększy się jej głębokość tranzytowa, a przez to ładowność barek typu „wrocławskiego“ wzrośnie i te same pociągi wodne będą mogły każdorazowo przewieźć większy ładunek, a więc ilość potrzebnych pociągów wodnych będzie się zmniejszać. Z chwilą stworzenia możliwości pełnego wykorzystania barek typu „wrocławskiego“ obliczona poprzednio 36% — przewaga transportu kolejowego zostaby całkowicie zlikwidowana.

— Druga możliwość redukcji przewagi kolei w transporcie węgla istnieje w zastosowaniu pociągów wodnych, składających się z 6 — 7 barek, obsługiwanych przez holownik 500 KM; możliwość ta istnieje już obecnie, jakkolwiek nie na wszystkich odcinkach Odry; nie przeszkadza to oczywiście w zastosowaniu już obecnie kombinacji pociągów mniejszych na trudniejszych odcinkach rzeki, a pociągów dużych na odcinkach łatwiejszych.

— Trzecia możliwość obniżenia przewagi kolei istnieje w zastosowaniu barek typu „plauerskiego“ zamiast „wrocławskiego“, tj. o większej nośności.

Podobnie przedstawia się sytuacja z transportem cukru małymi barkami, tzw. „kanałówkami“, dla których założyliśmy również niepełne wykorzystanie nośności (75%); otóż gdyby głębokość tranzytowa dolnej Wisły została zwiększona i ładowność barek mogła być w pełni wykorzystana, oczywiście jest, że przewaga transportu wodnego w przykładzie II byłaby jeszcze wyższa.

Powyższe rozważania uwydatniają dobitnie, że transport wodny kalkuluje się taniej lub co najmniej nie drożej aniżeli transport kolejowy, jeśli odbywa się na rzekach technicznie uporządkowanych w równej mierze jak to ma miejsce w odniesieniu do dróg kolei żelaznych. Jest natomiast zrozumiałe, że porównywanie transportu kolejowego, dysponującego nowoczesnymi środkami i sprzętem technicznym, z transportem na rzekach w dzikim stanie lub wadliwie uregulowanych, nie może dać właściwych wniosków, a przeciwnie da obraz zupełnie spaczony.

Analizując liczby zestawienia podanego na wstępie niniejszego rozdziału, zauważyć musimy, że przewaga kosztu zakupu taboru (w którym tkwią również koszty amortyzacyjne) w stosunku do pozostałych wydatków. Jest zrozumiałe, że w miarę obniżania kosztów produkcji taboru tak kolejowego jak wodnego, przez uproszczone rozwiązania konstrukcyjne, drogą nowych procesów technologicznych i przy zastosowaniu produkcji seryjnej, obraz ten będzie ulegał zmianie.

To generalne postawienie tezy o przewadze transportu wodnego nad transportem kolejowym w zakresie przewozu towarów o charakterze masowym nie może nam zamykać oczu na konieczność stałego porównywania odnośnych kosztów od przypadku do przypadku, opartego oczywiście na rzetelnej kalkulacji, a nie na przeżytej już zasadzie — „bierz ile się da“.

Przy tej sposobności zwrócić należy uwagę na pewne minusy transportu wodnego, w odniesieniu do węgla, jako przewożonego towaru. Transport wodny obciążony jest koniecznością dodatkowego dowożenia węgla z kopalni do portu śródlądowego, a więc mamy do czynienia z tzw. transportem łamanym, który niewątpliwie powoduje dodatkowe koszty (w naszych rozważaniach pominięte) oraz kruszenie węgla, a więc obniża jego jakość. Byłoby interesujące zbadać, w jakiej mierze następuje owo obniżanie wartości węgla przez łamany transport, w stosunku do kruszenia się węgla na wagonach kolejowych na skutek wstrząsów w czasie transportu. Sprawa ta wg naszych wiadomości nie została dotychczas ani zbadana ani nawet postawiona jako zagadnienie, a jedynie spotkać można u niektórych autorów ogólnikowe twierdzenie, że zmiłowanie węgla przez transport kolejowy jest większe, aniżeli przez transport wodny.

Drugim pozornym minusem transportu wodnego jest jego znaczna pracochłonność, wyrażona dużą ilością załogi; w tym przypadku szybkość kolei wykazuje swą pozorną przewagę¹²⁾.

Na marginesie powyższych rozważań warto poruszyć uzupełniającą zagadnienie wskaźników techniczno-ekonomicznych, mających zobrazować wzajemny stosunek kolei i tran-

¹²⁾ Uwzględniwszy pracochłonność administracji i utrzymania dróg zarówno kolejowych, jak wodnych, którego zgodnie z pkt. B/4 oraz B/6 pominieliśmy, obraz ten zmieniłby się radykalnie na korzyść transportu wodnego.

sportu wodnego, które to wskaźniki dobierane są, przez niektórych autorów, w tym duchu jak to wygodnie się wydaje z punktu widzenia subiektywnych zainteresowań. Dla przykładu rozpatrzmy na dopiero co przeprowadzonych rachunkach słuszność przytaczanych liczb wg Piratha, wg którego na 1 dzień roboczy personelu zatrudnionego bezpośrednio w transporcie przypada przewozów netto: w transporcie kolei normalnotorowej 437 tonokilometrów, natomiast w transporcie na naturalnych drogach wodnych 1880 t/km, a więc w stosunku 1:4 na korzyść dróg wodnych.

W naszym przykładzie I otrzymujemy wyniki zupełnie odmienne, a mianowicie:

— transport kolejowy: 550 km . 1500 ton węgla . 90 cykli transportowych na rok = 74 000 000 t/km;
personel bezpośrednio zatrudniony w transporcie wynosi 18 osób na trzy zmiany, zatem otrzymujemy wskaźnik obciążenia:

$$\frac{74\,000\,000 \cdot 0,92}{18 \cdot 365 \cdot 3} = 3\,400 \text{ tono-kilometrów/dzień rob.}$$

— transport wodny: 682 km . 1335 ton węgla . 18 cykli transportowych na rok = 16 400 t/km; personel bezpośrednio zatrudniony w transporcie wynosi 34 osób na dwie zmiany przez 9 miesięcy, zatem wskaźnik obciążenia =

$$\frac{16\,400\,000 \cdot 9}{34 \cdot 365 \cdot 2 \cdot 12} = 494 \text{ tono-kilometrów/dzień roboczy.}$$

Stosunek jest więc zatem odwrotny (6,8 : 1), dla transportu wodnego — bardzo niekorzystny.

Mając powyższe na uwadze, wydaje się również wątpliwa słuszność uogólniania wielkości tono-kilometr, jako bazy porównawczej kosztów przewozu koleją i statkami rzecznyymi, jak to spotyka się zarówno w polskich, jak zagranicznych publikacjach. Wielkość tę, tj. tono-kilometr — w naszym mniemaniu — można przyjmować jedynie jako bazę porównawczą w konkretnych przypadkach transportu mniej więcej jednakowej masy towarowej, w analogicznych warunkach transportu kolejowego i wodnego, lecz wszelkie uogólnienia mogą prowadzić do błędnych wniosków.

LITERATURA

W. Łopuszyński — Podstawy rozbudowy sieci komunikacyjnych w Polsce — 1939.

Drogi Wodne — 1948 — Praca zbiorowa, pod redakcją T. Tillinger'a.

A. A. Sojuzow — Organizacja robot i rzecznowo flota — 1950

W. Teubert — Die Binnenschifffahrt — 1932.

K. Pirath — Die Grundlagen der Verkehrstechnik — 1934.

F. Neesen — Die technischen und wirtschaftlichen Grundmerkmale der Verkehrsfahrzeuge — 1945, praca wydana jako manuskrypt.

ERRATA

W zeszycie 4/53 w artykule inż. Czesława Bieleni pt. „Fundamentowanie budowli wodnych a przemiaranie gruntu” zauważono następujące błędy:

str. 129 wiersz 11	jest	powinno być
14	absorpcyjna	absorbcyjna
17	„	„
53	„	„
str. 131	„	„
28	sosnowe do	sosnowe do
29	sosnowe do	sosnowe ⊥ do
30	jodłowe do	jodłowe do
31	jodłowe do	jodłowe ⊥ do
str. 132	4	5 · 0,0022
	0,0002	5 · 0,0022 = 66
str. 132 szpalta prawa w. 5	spoiściego	niespoiściego

W zeszycie 4/53 w artykule inż. Ostrowskiego pt. „Nawodnienia zimowe” zauważono następujące błędy:

str. 149 szpalta lewa	jest	powinno być
wiersz 16 od góry	(A = 38159 km ³)	(A = 38259 km ²)
wiersz 30 od góry	miesiąca wynoszą	miesiąca i wynoszą
wiersz 16 od dołu	nawozami	nasionami
str. 149 szpalta prawa		
wiersz 3 od góry	podczas 12°C,	podczas 12°C mrozu,
wiersz 8 od góry	niewykorzystana	niewykonalna

Ostatni wiersz od dołu od słów „1950—1951” do słów „...było. Obecnie” powinien być całkowicie skreślony.
str. 150 szpalta lewa: na samym dole po słowach „...w latach 1949” należy dopisać słowa umieszczone w ostatnim wierszu na str. 149, tj. „1950—1951 w numerze styczniowym nie było. Obecnie...”

W zeszycie 5/53 w artykule inż. J. Ostrowskiego pt. „Zmiany klimatyczne i zmiany fauny, a stepowanie” zauważono następujące błędy:

str. 176 szpalta prawa	jest	powinno być
wiersz 16 od góry	1,25°C	1,23°C
wiersz 22 od dołu	lata nie oparte są	lata oparte są
str. 177 tabl. II cyfra	0,12	0,12
	w rubryce „lata” dla Poznania	na linii „oziębienia”
		w rubryce „ocieplenia”

str. 178 tablica V temperatury w miesiącu IX dla Tarnowa i Zakopanego są dodatnie, a zostały wydrukowane jako ujemne (ze znakiem minus).

Nie zostały wydrukowane w rubryce temperatury i parowania dla Zakopanego w następujących miesiącach IX, X, XI, XII i w roku, dla okresu 1947—1952. Są one:

	IX	X	XI	XII	rok
temperatura	10,9	4,4	+1,1	—2,2	5,2
parowanie	32,00	15,75	10,20	6,80	330,95

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: inż. BOLESŁAW CZERNY, inż. ZDZISŁAW MIKULSKI, inż. ANTONI OBUCHOWSKI,

inż. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI, inż. ADOLF RIEDEL, inż. TADEUSZ SUSZCZEWSKI, inż. JAN WOKROJ

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — KRYSZYNA JÓZEFOWSKA

Redakcja i Administracja: Warszawa, ul. Czackiego 3/5. Tel. 6-74-61 do 65

ANKIETA CZYTELNICZA

Termin nadsyłania odpowiedzi na ankietę czytelniczą o książce technicznej, ogłoszoną przez redakcję „Głosu Pracy” i Państwowe Wydawnictwa Techniczne, został **przedłużony do dnia 15 października 1953 r.**

Wyniki ogłoszone będą do dnia 1 grudnia 1953 r.

Ankieta polega na udzieleniu odpowiedzi na następujące pytania:

1. Podaj tytuł i autora książki technicznej (lub książek) wydanej przez Państwowe Wydawnictwa Techniczne, która pomogła ci w zdobyciu lub pogłębieniu twojej wiedzy zawodowej.

2. Jakie realne korzyści dało ci przeczytanie tej książki (np. opracowanie pomysłu racjonalizatorskiego, polepszenie jakości produkcji, opanowanie nowej techniki, udoskonalenie metod pracy, zwiększenie bezpieczeństwa pracy itp.)?

3. W jakim stopniu książka ta została spopularyzowana w twoim środowisku, jaką rolę w nim odegrała?

4. Jakie są dobre, a jakie złe strony tej książki (czy jest napisana w sposób jasny i zrozumiały, czy rysunki są czytelne i łatwe do zrozumienia, czy jest ich dostateczna ilość, czy druk jest odpowiedni dla czytelnika, czy i które części tej książki należałoby przerobić w następnym wydaniu i w jaki mianowicie sposób itd.)?

5. Na jakie tematy należałoby opracować nowe książki techniczne?

6. Czy wypożyczasz książki techniczne z biblioteki fabrycznej, związkowej lub innej? Jeżeli tak, to z jakiej?

7. Czy kupujesz książki techniczne? U kogo — w księgarni, czy u kolportera zakładowego?

8. Jakie masz inne uwagi lub życzenia dotyczące książek technicznych?

W odpowiedzi należy podać: nazwisko i imię, adres, wiek, zawód, stanowisko i wykształcenie.

Odpowiedzi należy nadsyłać w terminie do dnia 15 października 1953 r. do redakcji „Głosu Pracy” Warszawa, Smolna 12; na kopercie zaznaczyć: „Ankieta czytelnicza”.

Za najlepsze odpowiedzi przyznane będą ich autorom następujące nagrody: 3 nagrody po zł. 400.—; 6 nagród po zł. 300.—; 10 nagród po zł. 200.— oraz 50 nagród książkowych. Wyróżniające się odpowiedzi będą drukowane na łamach „Głosu Pracy” i honorowane według stawek autorskich.

Sąd konkursowy składa się z przedstawicieli: redakcji „Głosu Pracy”, Państwowych Wydawnictw Technicznych i Naczelnej Organizacji Technicznej.

Spis treści Przeglądu Technicznego Nr 7/53.

Przegląd Techniczny — organ główny Naczelnej Organizacji Technicznej Nr 7/53 — poświęcony instytutom naukowo-badawczym — zawiera następujące artykuły:

- Wzmoczoną walką o planowy postęp techniczny uczcimy Święto Lipcowe.
- Postęp techniczny a instytuty naukowo-badawcze w ZSRR inż. L. Taniewski.
- Radzieckie instytuty przemysłu maszynowego — prof. inż. W. Biernawski.
- Z doświadczeń organizacji instytutów naukowo-badawczych w Polsce i planowanie ich pracy — J. Halwicz.
- Rozwój i współpraca Instytutu Elektrotechniki z przemysłem — prof. inż. J. Lando.

— Współpraca Instytutu Włókiennictwa z przemysłem — inż. B. Czekaluk.

— Uwagi o działalności instytutów z ZM „Ursus” — inż. J. Tymowski.

Bibliografia.

Instytuty naukowo-badawcze resortów gospodarczych.

Wolna Trybuna — O ściślejsze powiązanie treści czasopism technicznych z biuletynami instytutów (t).

Sprawy organizacyjne NOT i stowarzyszeń (pełny tekst Uchwały Prezydium Rządu z dnia 30 maja br. w sprawie pogłębienia współpracy organów administracji gospodarczej ze stowarzyszeniami naukowo-technicznymi zrzeszonymi w NOT).

Wśród książek i wydawnictw. Kronika.

Biuletyn CIDNT. Przegląd Dokumentacyjny CIDNT.

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

BIBLIOTEKA
SZKOŁY INŻYNIERÓW
W POZNANIU
KOSCI WYDAWNICZE

- BŁESZYŃSKI T.: Spawanie szyn termitem. 1953, s. 44, zł 3.—
- CHOMIAKOW W. G., MASZOWIEC W. P., KUŻMIN Ł. Ł.: Technologia przemysłu elektrochemicznego. Tłum. z ros. J. Wojtowiec, 1953, s. 586 zł 54.— (w oprawie)
- DIEJEW W. M.: Moje doświadczenia przy wykonywaniu robót ciesielskich. Tłum. z ros. A. Zboiński. 1953, s. 34, zł 2.—
- DOBROWOLSKI A.: Chemia i technologia laków i pigmentów. 1953, s. 328, zł 31.—
- DOBROWOLSKI Z.: Spawalnictwo. Wyd. 2. 1953, s. 404, zł 22.— (w oprawie)
- DRINBERG A. J.: Technologia substancji błonotwórczych. Żywnice naturalne i syntetyczne. Pokosty, lakiery i farby. Tłum. z ros. W. Gajewski i E. Górecki. 1953, s. 604, zł 64.20 (w oprawie)
- DROZD W., GAŚSIOR E.: Fosforowanie ochronne. 1953, s. 36, zł 2.50
- DURRER R.: Przeróbka hutnicza rud żelaza oprócz przeróbki w wielkim piecu na koksie. 1953, s. 148, zł 10.50
- GILEWICZ A.: Technika ochrony pracy przy robotach drogowych. 1953, s. 80, zł 5.40
- GÓRKA H.: Płuczka wiertnicza. 1953, s. 44, zł 3.—
- HOLTORP J.: Bezpieczeństwo pracy zalewaczy i wybijaczy w odlewniach żeliwa. 1953, s. 40, zł 2.50
- JASTRZĘBSKI R.: Przesiewanie węgla i przesiewacze. 1953, s. 79, zł 5.—

- KEPA J., LESKIEWICZ W.: Urządzenie i obsługa walcowni - zgniatacza. 1953, s. 159, zł 9.50
- KLONOWSKI Z., KNOPF M.: Malowanie rdzochronne. 1953, s. 96, zł 6.20
- KORECKI Z., NIĘĆ W., REGULSKI W.: Kombajny węglowe typu Donbass. 1953, s. 120, zł 8.40
- KOZACZENKO W. S., SZAPIRO I. S.: Wykonywanie robót murowych sposobem I. S. Kowalowa. Tłum. z ros. A. Zboiński. 1953, s. 44, zł 2.50
- ŁUKASZEK J.: Poradnik tokarza - metalowca. 1953, s. 316, zł 25.20 (w oprawie)
- SAWICKI T.: Organizacja kontroli technicznej w zakładach przemysłu metalowego. 1953, s. 204, zł 17.20
- SKONIECZNY M.: Elektryczne przyrządy pomiarowe. Wskazówki właściwego użytkowania. 1953, s. 100, zł 5.50
- SKOWRON L.: Przenośniki zgrzeblowe. 1953, s. 76, zł 4.50
- STANKIEWICZ M., CHROMIK J.: Wytapianie stali w piecach martenowskich 1953, s. 196, zł 12.—
- Technika nagrywania i odtwarzania dźwięków. Praca zbiorowa pod red. I. Maleckiego. 1953, s. 427, zł 38.50 (w oprawie)
- WITKOWSKI J.: Szkicowanie techniczne. 1953, s. 67, zł 3.50
- WOŁK R.: Planowanie zużycia narzędzi. 1953, s. 200, zł 21.30 (w oprawie)

Do nabycia w księgarniach technicznych
DOMU KSIĄŻKI

WARUNKI PRENUMERATY NA ROK 1954

Komunikat Państwowego Przedsiębiorstwa Kolportażu
„RUCH“

Zgodnie z § 2 Zarządzenia Ministra Finansów z dnia 6. IX. 1952. („Monitor Polski” Nr A 88 poz. 1374) „w sprawie ewidencji towarowej i zasad fakturowania w Państwowym Przedsiębiorstwie Kolportażu „Ruch“, sprzedaż towarów prenumeratorom winna się odbywać po cenie detalicznej na zasadzie pełnych przedpłat“.

W związku z powyższym zawiadamiamy, że zamówienia na prenumeratę dzienników i czasopism na rok 1954 dla potrzeb urzędów, instytucji i przedsiębiorstw społecznych, będą realizowane jedynie na warunkach pełnych przedpłat.

Przy składaniu zamówień ustala się następujące zasady:

Wszystkie zamówienia i przedpłaty na rok 1954 należy kierować do urzędów pocztowych w nieprzekraczalnym terminie do dnia 10 grudnia 1953 r.

Instytucje, urzędy i przedsiębiorstwa zamawiające prenumeratę dla podległych jednostek wg rozdzielnika i opłacające ją z kredytów centralnych mogą zamówienia kierować bezpośrednio do P. P. K. „Ruch“ nie później jednak jak do dnia 1 listopada 1953 r.

Zamówienia należy w tym wypadku sporządzić w dwóch egzemplarzach i wycenić, podając tytuły zamawianych czasopism, ilość egzemplarzy, cenę i wartość, oraz ogólną sumę wartości całego zamówienia.

Zamówienia należy składać w oddziałach wojewódzkich P. P. K. „Ruch“ zamawiając dokładnie tylko te tytuły, które są w administracji danego oddziału wojewódzkiego.

P. P. K. „Ruch“ po sprawdzeniu zamówienia, potwierdzi na kopii do dnia 20 listopada 1953 r. przyjęcie prenumeraty do realizacji podając ostateczną sumę należności, którą należy uregulować do dnia 10 grudnia 1953. r.

Ze względu na to, że P. P. K. „Ruch“ nie będzie wystawiało faktury potwierdzenie zamówienia posłuży za podstawę do uregulowania należności.

Zaznacza się, że P. P. K. „Ruch“ będzie mogło realizować tylko te zamówienia, które zostaną złożone w ustalonym terminie, tj. do dnia 1 listopada br. i będą poparte przedpłatą do dnia 10 grudnia br.

W związku z powyższym prosimy o uwzględnienie w preliminarzu budżetowym na IV kwartał 1953 r. odpowiednich sum potrzebnych na opłacenie prenumeraty czasopism na rok 1954.

Aktualny cennik dzienników i czasopism znajduje się w każdym urzędzie pocztowym, oraz w delegaturach i oddziałach P. P. K. „Ruch“, które udziela wszelkich informacji o warunkach prenumeraty

GENERALNY DYREKTOR

(E. HERBST)