

GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK X WARSZAWA, KWIECIEŃ - MAJ 1950 Nr 4-5

WYDAWCA: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

TREŚĆ:

	Str.
Z przemówienia Prezydenta R. P. Bolesława Bieruta	121
DZIAŁ I — OGÓLNY	
Inż. Mieczysław Zajbert — O Instytut Hydrotechniczny	122
DZIAŁ II — HYDROLOGIA	
Dr Inż. Julian Lambor — Hydrologiczna miara żeglowności rzek jako funkcja stałej koncentracji	124
Prof. Dr Inż. Edward Czetwertyński — O przesiąkaniu wody przez groble	133
DZIAŁ III — DROGI WODNE	
Inż. Adolf Riedel — Drogi wodne w pracy portów morskich	136
Inż. Czesław Stepnowski — Wisła w warszawskim zespole miejskim	139
Inż. Zbigniew Pietruszewski — Gotowe elementy żelbetowe w robotach regulacyjnych	141
Dr Alfred Kochański — Ustawa o żegludze i сплаwie na śródlądowych drogach wodnych	144
DZIAŁ IV — MELIORACJE	
Inż. Józef Prończuk — Łąki i pastwiska na tle melioracji i zagospodarowania	145
Inż. Antoni Obuchowski — Progi a erozja dna	150
Dr Inż. Jan Wierzbicki — Zagadnienie rozwoju nawodnień wodami ściekowymi	155
Techn. Stanisław Hausman — Bezpieczeństwo i higiena pracy w budownictwie wodno-melioracyjnym	158
DZIAŁ V — ENERGETYKA WODNA I TECHNIKA WODNO-SANITARNA	
Inż. Tadeusz R. Suszczewski — Przegroda w Génissiat na Rodanie we Francji	165
Inż. Leonard Skibnicwski — Samooczyszczanie się rzek	173
Przegląd wydawnictw	176
Kronika	183

СОДЕРЖАНИЕ

SOMMAIRE:

CONTENTS:

Речь Президента Польши гражданина Болеслава Берута.
 К вопросу Гидротехнического Института.
 Гидрологическая мера речной судоходности функцией постоянной концентрации.
 К вопросу фильтрации воды через дамбу.
 Водные пути в работе морских портов.
 Река Висла в варшавском городском комплексе.
 Готовые железобетонные элементы по регуляционным работам.
 Устав о судоходстве и сплаве на внутренних водных путях.
 Луга и пастбища с точки зрения мелиорации.
 Пороги и эрозия дна.
 Вопрос ирригации помойной водой.
 Безопасность и гигиена труда в гидротехническом мелиорационном строительстве.
 Гидро-электростанция Жениссия на реке Родане во Франции.
 Самоочищение реки.
 Обзор печати.
 Хроника.

Conférence de Mr Bolesław Bierut, Président de Pologne,
 Au sujet de l'Institut Hydrotechnique, Mesure hydrologique du trafic fluvial— fonction de la constante de concentration,
 Filtration de l'eau á travers un remblais,
 Voies navigables interieures dans le travail des ports maritimes,
 Vistule dans l'ensemble urbain de Varsovie,
 Éléments préfabriqués en beton armé dans des travaux de regularisation des cours d'eau,
 Décret concernant la navigation sur les voies navigables intérieures,
 Près et pâturages au point de vue d'hydraulique agricole,
 Scuils et l'érosion du fond,
 Problème des irrigations par les eaux d'égout,
 Sécurité et l'hygiène du travail dans les constructions d'hydraulique agricole,
 Chute de Génissiat sur le Rhône en France,
 Epuration automatique des eaux des fleuves,
 Revue des periodiques,
 Cronique.

Speech of Mr. Bolesław Bierut, President of Poland,
 Hydrotechnical Institute,
 Hydrological mesure of the river navigation as a function of the constant of concentration,
 Water filtration through a dam,
 Inland water-ways in the work of sea harbours,
 Vistula in the urbain complex of Warsaw,
 Prefabricated elements of reinforced concrete in the river regulation works,
 Navigation bill on the inland water-ways,
 Meadows and pasturages from the point of view of the water catchment problem,
 Sills and river bed erosion,
 Irrigation problem by sewage water,
 Security and hygiene of work in the water catchment constructions,
 Génissiat dam on the river Rhône in France,
 Water purification of rivers,
 Review of periodicals,
 Cronicle,

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

R O K X

WARSZAWA, KWIECIEŃ — MAJ 1950 R.

Nr 4 — 5 (46)

1. V. 1950

POKÓJ!

— Niech żyje pokój i braterstwo ludów,
niech żyje wolność i socjalizm!

* * *

— Podnośmy swą wiedzę i kwalifikacje!
Uczmy się i uczmy innych!

* * *

— Wytężoną, twórczą pracą niweczmy plany
imperialistów i organizatorów nowej wojny!

Pogłębiajmy uczucia solidarności z walką
mas pracujących całego świata o wolność,
o sprawiedliwość, o trwały pokój, o brater-
stwo między narodami, o socjalizm!

(Z przemówienia Prezydenta Rzeczypospolitej Polskiej
Bolesława Bieruta w dniu 1 maja 1950 r.)

DZIAŁ I – OGÓLNY

Inż. MIECZYSLAW ZAJBERT

O Instytut Hydrotechniczny

Artykuł ten omawia aktualny dzisiaj temat powołania do życia Instytutu Hydrotechniki. Szeroki program inwestycji planu sześcioletniego w dziedzinie gospodarki wodnej oraz brak dotychczas metody i koncentracji badań budowli hydrotechnicznych uzasadniają jego powołanie. Tematyką prac Instytutu powinny być w pierwszym rzędzie zagadnienia praktyczno-budowlane, które by łącznie z pracami P.I.H.M. dawały oparcie myślom postępowym w budownictwie wodnym.

W numerze 3/4 (wrzesień-październik) 1949 r. „Techniki Morza i Wybrzeża”, Biuro Projektów Budownictwa Morskiego podaje program swoich prac w zakresie badań procesów brzegowych zachodzących wskutek działania morza. Program brzmi następująco:

I. Historyczny rys powstania wybrzeża, jego zmian i historia umocnień brzegowych:

- dział geologiczno-morfologiczny,
- zmiany brzegowe w ciągu ostatnich stuleci,
- materiały hydro-meteorologiczne,
- ochrona wybrzeża,
- zestawienie wyników i wniosków,

II. Obserwacje procesów brzegowych i budowli ochronnych:

- inwentaryzacja wybrzeża,
- obserwacje hydro-meteorologiczne,
- obserwacje hydrograficzne,
- obserwacje geologiczne, biologiczne, chemiczne,
- pomiary brzegowe,
- obserwacje budowli ochronnych.

III. Opracowanie otrzymanych materiałów i wyciągnięcie wniosków:

- badania laboratoryjne,
- zagadnienia naukowe,
- zagadnienia praktyczne.

Autor nie podaje na czyje zlecenie Biuro Projektów Budownictwa Morskiego podejmuje opisane wyżej prace i badania naukowe, nie podaje również dlaczego musiało podjąć te zadania leżące tak daleko od normalnych, statutowych zagadnień biur projektowych.

Łatwo jednak domyślamy się — Biuro Projektów, które otrzymało zlecenie na wykonanie projektów ubezpieczeń wybrzeży morskich, stanęło wobec problemów nie do rozwiązania, a to wobec braku naukowo opracowanych podstaw hydrologiczno-meteorologicznych i hydrotechnicznych. W tej sytuacji wydaje się na pierwszy rzut oka logicznym, że dla usunięcia napotkanej przeszkody Biuro Projektów podejmuje w pierwszej kolejności prace badawcze, dla zdobycia potrzebnych mu podstaw do prac projektowanych.

Jeżeli jednak zważymy, że podjęte przez Biuro Projektów badania nie leżą w zakresie zadań statutowych tego Biura, a charakterem swym odpowiadają zupełnie innym organizacjom, mianowicie odpowiedniemu instytutowi naukowemu, wówczas natychmiast narzuca się pytanie — dlaczego badania te nie zlecono takiemu instytutowi — otóż instytutu takiego właściwie nie ma.

Funkcjonujące dwa instytuty, które mogłyby ewentualnie podjąć wyszczególnione na wstępie badania i prace naukowe, to: Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny i Instytut Bałtycki. Niestety, Instytuty te, nastawione na stosunkowo bardzo szeroką tematykę, nie są w stanie podjąć i zorganizować tych specjalnych, zwężonych w tematyce i odmiennych w metodyce badań hydrotechnicznych. Szczególnie chodzi tu o badania hydrologiczne, gdyż część hydrologiczno-meteorologiczna może być z powodzeniem podjęta przez PIHM — i dziwić się należy, że tak nie jest. Brak jest u nas dotychczas organizacji, któraby mogła podjąć poważniejsze badania, czy studia hydrotechniczne dla potrzeb wykonawstwa hydrotechnicznego. Brak nam instytutu hydrotechniki.

W sprawie instytutu hydrotechniki nie warto byłoby może mówić, gdyby chodziło jedynie o program budowli ochronnych wybrzeża morskiego. Można byłoby się zgodzić z tym, że Biuro Projektów Budownictwa Morskiego wyjdzie poza ramy typowego przedsiębiorstwa projektodawczego i wykona badania i studia wg programu wyszczególnionego na wstępie. Jeżeli jednak weźmiemy pod uwagę, że program robót hydrotechnicznych ochrony wybrzeża morskiego, do którego brak jest podstaw hydrotechnicznych, jest drobną cząsteczką programu robót hydrotechnicznych, w skali całego kraju, wymagających wnikliwych studiów i badań naukowych, wówczas sprawa powołania instytutu, który byłby zdolny podejmować i rozwiązywać aktualne problemy hydrotechniczne, nabiera innego znaczenia.

Wchodzimy przecież w plan sześcioletni z programem robót hydrotechnicznych, o wartościach idących w setki miliardów złotych. Musimy pobu-

dować: olbrzymie zakłady dostarczające wodę dla przemysłu i dla osiedli, potężne zbiorniki i zakłady o sile wodnej, prawidłowo rozprowadzić i wygospodarować szczupłe rezerwy wodne dla produkcji rolnej, wykorzystać szlaki wodne dla dróg wodnych i wiele innych.

Każde z poszczególnych zadań wymagać będzie rozwiązania licznych, bardzo poważnych problemów hydrotechnicznych, od trafności zaś tych rozwiązań będzie zależała użyteczność pobudowanych urządzeń, czy zakładów oraz ich koszty i nakłady. Musimy bowiem zaznaczyć, że żaden rodzaj budownictwa nie posiada tylu problemów do dziś nie rozwiązanych i tylu możliwości usprawnień lub rozwiązań zmodernizowanych, jak budownictwo wodne.

Sprawa jest o tyle godna pieczołowitej uwagi, że jak wskazują pobieżne obliczenia bilansu wodnego, nasze rezerwy wodne zostaną w niedługim czasie na tyle wyczerpane, że rozwój produkcji rolnej będzie zagrożony brakiem wody.

Jak pilnym jest powołanie instytutu dla problematyki budownictwa wodnego, świadczą choćby następujące przykłady.

Na doświadczenia przy regulacji Wisły wydano już olbrzymie sumy, prowadząc je prawie systematycznie — jeśli chodzi o czas od roku 1936 (nie licząc przerwy okupacyjnej), natomiast bez żadnego systemu jeśli chodzi o metodę. Korzyści osiągnięte z tych doświadczeń na modelu naturalnym można było uzyskać bez porównania mniejszym kosztem w tym wypadku, gdyby zastosowano metody naukowe.

Problem zabudowy potoków górskich przedstawia się nie inaczej. Dziesiątki budowli wodnych dla gospodarczych zakładów energetycznych lub dla ujęcia wód, jazów czy śluz, wymagają indywidualnego rozwiązania hydrotechnicznego opartego na specjalnych badaniach laboratoryjnych. Wykonywało się je dotychczas i wykonuje się dziś na podstawie projektów, które nie gwarantują ani prawidłowości funkcjonowania, ani ekonomiczności gospodarczej, z punktu widzenia najniższych kosztów budowy.

W planie sześcioletnim oprócz wymienionych zagadnień, które urastają w nim do wielokrotnie wyższego potencjału, wyłaniają się bardzo ważne nowe dla nas problemy:

- zaopatrzenie w wodę rosnącego przemysłu i osiedli, które oprócz zagadnień hydrologiczno-geologicznych posiadają całą gamę problemów;
- normalizacja założeń gospodarki wodnej zakładów przemysłowych, stosowanie materiałów zastępczych na budowę rurociągów, celem zapobieżenia deficytom materiałów stalowych (betony przedprężone, betony azbestowe itp.), dalej, chemia wody użytkowej i zużytej;
- nawodnienia i odwodnienia obszarów dla celów gospodarki hodowlanej, zwłaszcza na wschodnich i północno-wschodnich terenach kraju;
- wielkie zakłady energetyczne o sile wodnej w południowej części kraju, z których każdy wy-

maga oddzielnych studiów i badań naukowych, już choćby celem wprowadzenia stosowania nowych tecji dotyczących technologii betonu, obliczeń wytrzymałościowych, stosowania betonów przedprężonych itp.

Nie możemy przecież tak prowadzić robót, aby nie ześrodkować doświadczeń nabytych na poszczególnych obiektach, w specjalnie do tych celów powołanych instytucjach a tracić je przez rozproszenie wraz z przenoszeniem ludzi na inne odcinki budowlane lub dlatego, że ci, którzy nabyli pewne doświadczenia nie mają zdolności czy umiejętności podzielenia się zdobytym doświadczeniem z innymi.

Ten krótki przegląd zagadnień hydrotechnicznych nie wyczerpuje argumentów dla uzasadnienia powołania instytutu dla tych problemów. Szczegółowe rozpracowanie tego tematu narzuci napewno potrzebę powołania innych pokrewnych instytutów, dla szczegółowych zagadnień hydrotechnicznych lub z innymi bezpośrednio związanych. Nakazem chwili jest jak najspieszniejsze powołanie instytutu o tematyce praktyczno-budowlanej, który by łącznie z Instytutem Hydrologiczno-Meteorologicznym dawał oparcie myślom postępowym w budownictwie wodnym, zapewniając najlepsze wyniki gospodarcze, przy najniższych nakładach inwestycyjnych.

Bądźmy z drugiej strony przekonani, że jeżeli instytutu takiego nie powołamy, to i tak życie samo spowoduje, że w poszczególnych jednostkach gospodarczych organizmu państwowego powstaną, w sposób niezorganizowany, ośrodki naukowo-badawcze, które będą rozwiązywały, każdy na swój sposób, wyłaniające się problemy. Mamy tego przykład na Biurze Projektów Budownictwa Morskiego. Przypuszczam, że wypadek ten nie jest odosobniony, gdyż mamy w kraju już kilka Biur Projektowych dla projektowania budowli hydrotechnicznych, które napewno borykają się z podobnymi trudnościami jak BPBM. W tej sytuacji nieuniknionym będzie dublowanie czynności i stosowanie „podwórkowej” metody rozwiązywania problemów znaczenia ogólnokrajowego. Taka organizacja jest niedopuszczalna także z punktu widzenia polityki personalnej, wymagającej jak najoszczędniejszego gospodarowania kadrami, wykluczającej trwonienie sił na czynności dublowania.

Nadzieją napawa nas oświadczenie prasowe Rektora Politechniki Warszawskiej, według którego przewidywane jest pomieszczenie, między innymi, także Instytutu Budownictwa Wodnego w odbudowujących się gmachach Politechniki. Chodzi tylko o to, aby sprawy nie wiązać z terminem wykonania pomieszczeń a jak najspieszniej przystąpić do powołania Instytutu.

Na zakończenie trzeba by jeszcze poruszyć sprawę laboratorium hydrotechnicznego, które jest jedną z podstawowych części Instytutu Hydrotechnicznego. Wiadomo, że jest to kosztowna inwestycja, wymagająca pewnego czasu na jej zrealizowanie (oczywiście nie tyle, ile trwa to w ramach Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego, który realizację laboratorium rozłożył na okres wieloletni — długofalowy), w pierwszym okresie swej pracy

instytut mógłby korzystać z laboratoriów politechnicznych, następnie z laboratoriów ZSRR i laboratorium czeskiego w Brnie, nawiązując współpracę z tymi placówkami, tak jak to zrobili Rumuni i Bułgarzy.

Nie musimy dodawać, że z chwilą powołania instytutu powstanie jednocześnie jednostka organizacyjna, której najbardziej będzie zależało na budowie laboratorium. Przyspieszy to napewno budowę tego laboratorium.

DZIAŁ II – HYDROLOGIA

Dr Inż. JULIAN LAMBOR

Hydrologiczna miara żeglowności rzek jako funkcja stałej koncentracji

Autor rozpatruje wzory Teuberta, Bachmietiewa i Matakiewicza, dochodzi do przekonania, że każdy z tych wzorów mimo swych wartości nie wyczerpuje jeszcze sprawy określenia hydrologicznej miary żeglowności. Autor podaje formułę poprawionej funkcji wzoru Matakiewicza ze współczynnikami ważnymi dla Warty. W szeregu zestawień podaje wartości miary żeglowności i stałej koncentracji. Wyprowadza wniosek potrzeby zbadania tych wartości przy projektowaniu regulacji rzek.

Wstęp. Formuła Teuberta. Metoda Bachmietiewa. Formuła Matakiewicza. Stała koncentracji. Zastosowanie stałej koncentracji do hydrologicznej miary żeglowności rzek. Zastosowanie stałej koncentracji w regulacji rzek żeglownych.

W s t ę p.

Hydrologiczna miara żeglowności rzek określa nam jakich głębokości należy się spodziewać w danej rzece po wykonaniu regulacji, przy założeniu określonego przepływu. Zagadnieniem tym zajmowali się hydrododzy oddawna, starając się podać prostą formułę zezwalającą na obliczenie miary żeglowności przy pomocy dostępnych danych hydrologicznych. Formuły takie podali: Teubert, Matakiewicz i Bachmietiew, przy czym każdy z nich wychodził z innego założenia, celem określenia drugiego równania potrzebnego do wyznaczenia B i t_s .

Dla wyznaczenia tych dwóch niewiadomych tj. średniej głębokości w korycie rzeki i związanej z nią szerokości trasy, dysponujemy jednym tylko równaniem na przepływ:

$$Q = F \cdot v = f(t_s, b) \cdot \varphi(t_s) \cdot \psi(J),$$

które nie zezwala na obliczenie obu tych niewiadomych tj. t_s i b .

Dla określenia drugiego równania potrzebnego do rozwiązania układu równań o 2-ch niewiadomych, wyżej wymienieni hydrododzy stawiają różne założenia. Teubert przyjmuje parabolę 2-go stopnia, otrzymując przez to uproszczenie zagadnienia, wynikające z geometrycznych zależności. Bachmietiew posilkuje się stosunkiem $F : f$, używanym dla kanałów żeglugi. Matakiewicz wprowadza stosunek $B : t_s$ istniejący w naturze, którym posilkuje się zwykle przy obliczaniu szerokości trasy

regulacyjnej rzek a następnie ustala ten stosunek jako przeciętną na rzekach w naszych stosunkach fizjograficznych, wyprowadzając w ten sposób znaną powszechnie formułę na hydrologiczną miarę żeglowności rzek.

We wszystkich tych przypadkach a w szczególności w dwóch ostatnich, ustalone tą drogą drugie równanie określa nam stopień zwężenia rzeki — koncentrację, z jaką przy regulacji zawsze mamy do czynienia. Różnice pomiędzy wymienionymi metodami polegają na różnym podejściu do zagadnienia stopnia możliwej, czy przewidywanej koncentracji rzek.

Zagadnienie hydrologicznej miary żeglowności, a więc spodziewanej średniej głębokości na rzece, wiąże się ściśle z zagadnieniem koncentracji rzeki podczas jej regulacji. Wielkość koncentracji rzeki musi znaleźć swój wyraz w formule na hydrologiczną miarę żeglowności, jak i w obliczeniu szerokości trasy regulacyjnej, co jednak wyżej wymienione metody obliczeń nie uwzględniają w dostatecznym stopniu, jak to dalej okaże się w analizie tych metod.

Zanim jednak przejdziemy do zagadnienia koncentracji trzeba zanalizować dokładniej podane wyżej trzy różne metody wyznaczenia hydrologicznej miary żeglowności, gdyż w każdej z nich problem ten jest szerzej ujęty.

F o r m u ł a T e u b e r t a.

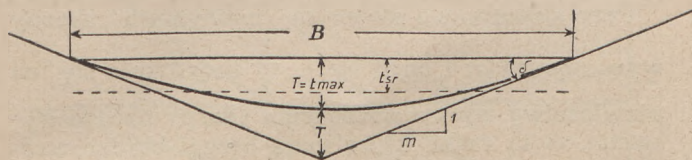
Zagadnieniem hydrologicznej miary żeglowności zajmował się Teubert jeszcze z końcem ubiegłego stulecia (Teubert: „Die Verbesserung der Schiffbarkeit der Strome durch Regulierung“, Berlin 1894), ustalając formułę, z której przy znanej objętości przepływu Q , oraz spadku J , obowiązującego

przy tym przepływie, możemy znaleźć głębokość, jakiej możemy się spodziewać po wykonaniu regulacji na tą wodę.

Jak przy obliczeniu szerokości i głębokości trasy regulacyjnej tak i tutaj trudność stanowią dwie zmienne niezależne tj. B i t a jedna tylko funkcja, w którym wielkości te występują.

Teubert, wychodząc z profilu parabolicznego, jako obowiązującego na przejściach i biorąc za podstawę parabolę 2-go stopnia, eliminuje jedną z niewiadomych, na podstawie znanych związków geometrycznych. Wprowadza natomiast nowy czynnik m .

Tryb postępowania wprowadza następujący:



Rys. 1.

Jeżeli przyjmiemy ρ jako naturalny kąt nachylenia skarp brzegów względnie sztucznego umocnienia brzegów, albo głowy ostróg, czy tam równoległych,

$$\operatorname{ctg} \rho = m, \quad t_{sr} = \frac{2}{3} T, \quad T = \frac{3}{2} t_{sr}, \quad F = B \cdot t_{sr} \\ = \frac{2}{3} B T$$

$$m = \operatorname{ctg} \rho = \frac{B}{2} : 2T = \frac{B}{4T} = \frac{B \cdot 2}{4 \cdot 3 t_{sr}} = \frac{B}{6 t_{sr}}$$

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{Q}{k \sqrt{tJ}} = B t$$

ponieważ $B = 6 t m$

$$\frac{Q}{k \sqrt{tJ}} = t^2 \cdot m$$

$$\text{skąd } t_{sr} = \sqrt[5]{\left(\frac{Q}{m \cdot k}\right)^2 \frac{1}{36 \cdot J}} \quad (1)$$

Jako wzór na określenie możliwej do osiągnięcia średniej głębokości na przejściu, jaką możnaby uzyskać drogą regulacji, przy założeniu, że uzyskany przekrój będzie zbliżony do płaskiej paraboli 2-go stopnia, jeżeli znamy Q , J i k oraz nachylenie skarp brzegów względnie tam regulacyjnych.

Szerokość koryta w zw. w. otrzymamy z równania:

$$B = 6 m t$$

Ponieważ k jest funkcją t rachunek należy przeprowadzać przez próby aż do zgodności.

Stosując na współczynnik szorstkości wzór Hermanka otrzymamy:

$$\text{dla } t < 1,5 \text{ m } k = 30,7 \sqrt{t}$$

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{Q}{m \cdot 30,7 \sqrt{t}}\right)^2 \frac{1}{36 \cdot J}}$$

a po wykonaniu

$$t = \sqrt[3]{\frac{Q}{184,2 m \sqrt{t}}} \text{ dla } t < 1,5 \text{ m} \quad (2)$$

$$\text{a dla } 1,5 < t < 6,0 \text{ m } k = 34 \sqrt[4]{t}$$

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{Q}{m \cdot 34 \sqrt[4]{t}}\right)^2 \frac{1}{36 \cdot J}}$$

a po wykonaniu

$$t = \left(\frac{Q}{204,4 m \sqrt[4]{t}}\right)^{4/11} \text{ dla } t > 1,5 \text{ m} \quad (3)$$

Franzius (str. 143) wskazuje na pozorną sprzeczność, jaka zachodzi we wzorze (1), uważając, iż z wzoru tego wynika, że największe głębokości na przejściu osiągniemy wtedy przy pewnym przepływie Q , gdy J będzie minimum, czyli wynikałoby, że musimy dążyć do jak największego zmniejszenia spadku na przejściu, tj. żeby spadek na przejściu był mniejszy jak w krzyżwiźnie.

Tę pozorną sprzeczność tłumaczy zmiennym ruchem wody, z jakim mamy do czynienia w korycie naturalnym a nadto co ważniejsze procesem ruchu materiału wleczanego i wymywaniem dna w czasie wysokich stanów wody.

Zdaje się, że tego rodzaju komentowanie sensu formuły Teuberta jest zbyteczne i nie widać tutaj żadnych sprzeczności.

Wzór ten podaje głębokość jakiej spodziewać się należy na progu przy danym spadku. Głębokość ta istotnie będzie największa przy minimum spadku i drogą regulacji dążymy właśnie do złagodzenia skoncentrowanych spadków na przejściach, przez likwidację progów. Oczywiście nie możemy niestety osiągnąć na przejściu spadku mniejszego jak spadek wyrównany, tym bardziej zatem nie możemy osiągnąć spadku mniejszego na przejściu jak na łuku.

Engels podaje, że dla obliczenia miary żeglowności rzeki należy w uprzednio podany wzór (1) wstawić minimalne Q i maksymalne J spotykane na progach, które jest nieraz znacznie większe nie tylko na spadku w łukach, ale i od średniego spadku wyrównanego. Czyli wzór na hydrologiczną miarą żeglowności przybiera postać:

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{Q_{\min}}{m \cdot k}\right)^2 \frac{1}{30 \cdot J_{\max}}}$$

i w tej formie jest powszechnie podawany. Daje nam zatem odpowiedź jakich średnich głębokości na progach należy się spodziewać w czasie najmniejszych przepływów w rzece, przy założeniu istniejących skoncentrowanych spadków na przejściach w nieuregulowanym stanie rzeki.

Wiemy jednak, że przez regulację progi się obniżają, skoncentrowane spadki na nich maleją i po wykonanej regulacji będą znacznie mniejsze jak w stanie naturalnym. Stosowanie zatem tych spadków na progach jakie po wykonaniu regulacji nie

będą istniały nie jest racjonalne, wychodzi to jednak na korzyść, gdyż daje pewne bezpieczeństwo przewidywań.

Jeżelibyśmy obliczyli wg tego wzoru t_1 jako głębokość przy przyjęciu spadków na przejściach przed wykonaną regulacją i takiż spadek t_2 , ale dla spadku wyrównanego, do którego drogą regulacji dążymy, otrzymamy, że głębokości te mają się do siebie odwrotnie jak piąte pierwiastki przynależnych im spadków:

$$\frac{t_1}{t_2} = \sqrt[5]{\frac{J_2}{J_1}}$$

Z praktyki wiemy, że skoncentrowane spadki na przemiałach bywają dwukrotnie większe od średniego spadku:

$$\frac{t_1}{t_2} = \sqrt[5]{2} = 1.15$$

Zatem różnica może dojść tylko do 15%.

Formuła ta posiada jednak inne poważniejsze braki uniemożliwiające stosowanie jej do wyznaczenia miary żeglowności.

Czynnik m określa nachylenie skarpy czołowej budowli regulacyjnych, bądź też nachylenie skarpy brzegu w stanie naturalnym. Skarpy brzegów w stanie naturalnym są zwykle znacznie łagodniejsze niż budowli regulacyjnych. Zdawałoby się, że przyjęcie jednej albo drugiej nie powinno dawać poważniejszej różnicy. Przy łagodnych skarpach, jak w naturalnym stanie, wzrasta odpowiednio szerokość zwierciadła, ale zdawałoby się, że nie wpływa to w sposób zasadniczy na głębokości.

Tak jednak nie jest, bo przyjęcie łagodniejszej czy ostrzejszej skarpy wpływa znacznie na wynik głębokości. Przy uwzględnieniu nachylenia budowli 1:3 albo naturalnej skarpy 1:6 otrzymujemy różnicę na głębokości przeszło 30%. Zawsze zatem będzie wątpliwość jakie m przyjąć, co do którego brak kryterium. Czyli operujemy przyjęciem dosyć dowolnym, które to przyjęcie ma zasadnicze znaczenie dla rezultatu obliczenia.

Dr inż. Zaczek w pracy swojej pt. „Próba ustalenia teoretycznych podstaw regulacji rzek żeglownych o dnie ruchliwym“ również wychodzi z profilu parabolicznego, analogicznie jak Teubert, przez co tenże sam element tj. nachylenie skarp η znalazł się w funkcji podanej przez Zaczka:

$$t_{\max} = \sqrt[2+\alpha]{\frac{Q\eta}{\left[2c\left(a + \frac{2}{3}b\right)\right]^m}}$$

Słusznie też na ten temat pisze prof. Dębski („Hydrauliczne podstawy projektu regulacji Wisły środkowej na wodę średnią roczną“, Gospodarka Wodna Nr 5, 1947), które to wywody w sposób niezmienny można zastosować również do formuły Teuberta:

„Nachylenie skarpy przybrzeżnej koryta zależne jest od wielu czynników, którymi są: miejscowy skład mechaniczny aluwium rzecznych, stopień w jakim masa tego materiału jest zleżała lub zbita, prędkość strug wody, płynących wzdłuż skar-

py, kąt uderzenia i odbicia cząstek wody uderzających o skarpe, zależny wybitnie od krzywizny linii brzegowej, głębokość pod zwierciadłem wody itd.

Badając nachylenie skarpy naturalnej koryta Wisły możemy znaleźć najróżniejsze kąty nachylenia i w rezultacie będziemy zmuszeni zadowolnić się całkiem subiektywnym wyborem takiej czy innej wielkości“.

W tych słowach prof. Dębski zawarł mniej więcej wszystko co na temat operowania nachyleniem skarpy, jako elementem funkcyjnym powiedzieć można.

Jeżeli weźmiemy pod uwagę jeszcze większe różnice w nachyleniu skarp, albo skarpy bardzo strome dojdziemy do rezultatów wprost nonsensowych.

Przy stosunkowo stromym nachyleniu skarpy wynoszącym 2:1 czyli $m = \frac{1}{2}$ uwydatnia się ten

niewłaściwy wpływ nachylenia skarpy bardzo wyraźnie. A są rzeki, które mają brzegi bardzo strome, tak poniżej średniego stanu wody, jak i powyżej, co wynika z warunków fizjograficznych, jak np. Strwiąż, Dniestr poniżej Dołubowa, Bug i cały szereg małych rzek nizinnych.

Przy nachyleniu skarpy $m = \frac{1}{2}$ otrzymujemy szerokość w zwierciadle:

$$b = 6 m \cdot t = 3 t$$

a więc szerokość w zwierciadle jest zaledwie trzykrotnie większa od głębokości.

Dla przykładu weźmy rzekę o przepływie $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ i spadku $J = 0,24\text{‰}$. Przy nachyleniu skarpy 2:1 otrzymamy

$$t = \left(\frac{Q}{204 \cdot m \sqrt{J}} \right)^{4/11} = 1,98 \text{ m}$$

$$b = 6 m \cdot t = 6 \text{ metrów}$$

a przy nachyleniu skarpy 1:6 otrzymamy w tych samych warunkach:

$$t = \sqrt[3]{\frac{Q}{184,2 \cdot m \sqrt{J}}} = 0,8$$

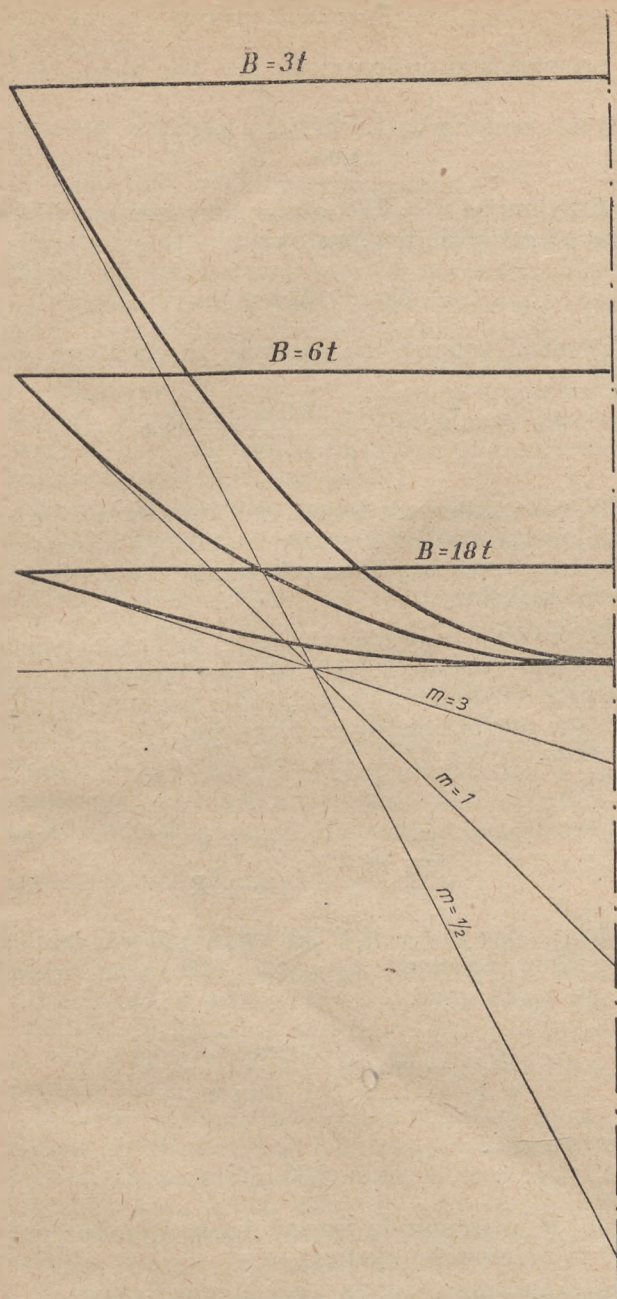
$$b = 6 m \cdot t = 30 \text{ metrów}$$

A więc w jednym wypadku otrzymujemy szerokość zaledwie 6 m a w drugim przy tej samej kubaturze przepływu i tym samym spadku 30 m. Różnica jest zbyt wielka i wpływem nachylenia skarp ani czynnikami kształtującymi te skarpy zupełnie nieusprawiedliwiona.

Wynika to z geometrycznych właściwości paraboli 2-go stopnia, która nie nadaje się do rozwiązywania tego zagadnienia.

Ponieważ podstyczna paraboli 2-go stopnia wyraża podwójną wartość głębokości przy ostrym nachyleniu skarp otrzymujemy głębokości zbyt wielkie, które szybko rosną. Przy nachyleniu 6:1 głębokość staje się równa szerokości w zwierciadle i przy wzrastającym nachyleniu skarpy czyli stycznej rośnie szybko aż do nieskończoności, podczas gdy szerokość zwierciadła wzrasta powoli.

Na rys. 2 mamy wykreślone kształty koryta, przy założeniach postawionych przez Teuberta, dla róż-



Rys. 2.

nego nachylenia skarpy brzegowej, na którym wyraźnie widać zależność tego kształtu do nachylenia brzegów.

Jak z tego widać, stosowalność metody Teuberta jest bardzo ograniczona, w wąskich tylko granicach łagodnego pochylenia brzegów.

Mniejsze czy większe nachylenie skarpy nie może wpływać tak wydatnie na kształtowanie się głębokości na progach. Wobec stosunkowo wielkiej szerokości profilu na rzekach, w której to szerokości skarpy mają mały udział, wpływ nachylenia skarpy nie uwydatnia się. Natomiast we wzorze Teuberta wpływ skarpy jest bardzo wydatny a to dlatego, że profil przyjęty jest za wąski. Jak wynika z geometrycznych założeń paraboli 2-go stopnia, stosunek q szerokości w zwierciadle do głębokości wynosi zaledwie:

$$q = \frac{B}{t} = 6 \cdot m$$

Wartość tego stosunku jest zawsze stała, w każdym wypadku ta sama i wynosi 6 $\cdot$ m .

Tego rodzaju przyjęcie, które stanowi podstawę założenia jest oczywiście fałszywe i musi prowadzić do błędnych wyników. Przyjęty profil jest zbyt wąski, jaki nie spotykamy ani na rzekach uregulowanych, ani tym bardziej na rzekach w stanie naturalnym. Wynika to z kształtu przyjętej krzywej tj. paraboli II-go stopnia, która nie odpowiada warunkom, jakie zachodzą na rzekach żeglownych.

Przyjmując nachylenie skarpy 1 : 4, jakie w tym wypadku przeciętnie na głowach ostróg jest stosowane, otrzymamy stosunek:

$$q = \frac{B}{t} = 24$$

podczas, gdy w rzeczywistości wynosi on np. dla Wisły przeszło 100 a nawet w dolnym biegu sięga 200. Różnica więc jest zbyt wielka.

To założenie przyjęcia stanu tak skoncentrowanego, jakiego drogą regulacji w żadnym wypadku osiągnąć się nie da, czyni wzór ten nieprzydatnym do obliczenia miary żeglowności i daje głębokości znacznie za duże (np. dla Wisły pod Warszawą przy śred. niskim 2,50 m).

Przypuszczać należy, że to właśnie skłoniło Matakiewicza do wydedukowania innej formuły, idąc zresztą tym samym tokiem rozumowania, ale zastępując stosunek $q = 6 \cdot m \cdot t$ przez stosunek wzięty z natury a zależny tylko od powierzchni zlewni.

Porównując formułę Teuberta (3) z analogiczną formułą Matakiewicza, która brzmi:

$$t = \left(\frac{Q}{240 F^{0.3} J^{0.6}} \right)^{1/11}$$

uderza nas ich podobieństwo, przy czym rzuca się w oczy to, że:

$$m = \frac{240}{204} F^{0.3} J^{0.1} = 1,18 F^{0.3} J^{0.1}$$

z czego wynika, że nachylenie skarp maleje w miarę wzrostu dorzecza i np. przy $F = 50.000 \text{ km}^2$ oraz $J = 0,25\%$, $m = 10,5$ a przy dorzeczu $F = 150.000 \text{ km}^2$ oraz $J = 0,20\%$ wypada $m = 18$. A więc dopiero przy tak łagodnym pochyleniu skarp budowli regulacyjnych formuła Teuberta mogłaby dać dobre wyniki.

Pomimo zbyt daleko idącej dowolności założeń, metoda Teuberta przy wyznaczaniu miary żeglowności rzek jest powszechnie podawana w literaturze niemieckiej.

Również w ten sam sposób, w oparciu o parabolę drugiego stopnia, podaje w literaturze rosyjskiej Wodarskij (Regulacja rzek, 1939), który wyprowadza tę samą formułę, przy zastosowaniu ogólnego wzoru Chezy i otrzymuje postać formuły:

$$t = \frac{Q^{2/5}}{(6 \beta c)^{2/5}} \cdot \frac{1}{i^{1/5}}$$

również związanej z przyjęciem, wypływającym z paraboli 2-go stopnia $b = 6 \beta t$, gdzie β ma to samo znaczenie co m u Teuberta.

Inni hydrołodzy rosyjscy jak np. prof. Bachmatiew, rozwiązując ten sam problem poszli inną drogą.

Metoda Bachmatiewa

Prof. Bachmatiew, wprowadza pojęcie tak zw. „zdolności przepustowej koryta“ i porównuje na tym tle przekrój istniejący z przekrojem potrzebnym.

Zdolność przepustowa koryta jest to wartość wyrażająca ilość przepływu wody przy spadku równym jedności, czyli zdolność przepustowa zapewniona (K_z) istniejącymi warunkami Q i J wyraża warunek:

$$K_z = \frac{Q}{\sqrt{J}} \dots \dots \dots (4)$$

Jak znowu zdolność przepustowa potrzebna dla żądanych warunków żeglowności (K_p):

$$K_p = F \cdot K \sqrt{R}$$

Zdolność przepustowa potrzebna dla wymaganych warunków żeglugowych, nie może być mniejsza jak zdolność przepustowa zapewniona istniejącymi warunkami przyrodzonymi, czyli $K_p \leq K_z$, zatem

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = F \cdot K \sqrt{R}$$

Wiadomo, że względy żeglugowe, z uwagi na opory ruchu, wymagają żeby stosunek zwężonego przekroju kanału do przekroju zanurzonej części statku nie był mniejszy od pewnej określonej wartości n . Wartość tę przyjmowano na starych kanałach francuskich równą 3,2, potem 3,5. Obecnie wymagamy, aby stosunek ten $n = \frac{F}{f}$ nie był mniejszy od 4,0 — 4,5 a nawet 5,0.

Wstawiając w wzór na zdolność przepustową potrzebną wartość współczynnika szorstkości wg wzoru Bazina, a zamiast F wartość $n \cdot f$ otrzymamy:

$$K_p = n \cdot f \cdot \frac{87 \cdot \sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}} \leq \frac{Q}{\sqrt{J}} \dots \dots (5)$$

Sposób obliczenia najlepiej ilustruje przykład liczbowy:

Dla danej rzeki o minimalnym przepływie przy niskim stanie $Q = 3,0 \text{ m}^3/\text{s}$ i spadku lokalnym zw. w. dla danego odcinka $J = 0,24\text{‰}$, przewidujemy barki o szerokości 4,0 m i zanurzeniu 0,6 m. Pytanie, czy drogą regulacji będzie można osiągnąć wymagane warunki żeglugowe?

$$f = 4,0 \cdot 0,6 = 2,4 \text{ m}^2$$

Przyjmując $n = 4$ otrzymamy niezbędny minimalny przekrój zwężony

$$F = n \cdot f = 2,4 \cdot 4 = 9,6 \text{ m}^2$$

Przy przekroju trapezowym koryta o głębokości 0,75 m i nachyleniu skarp 1:2

$$P = 14,65 \text{ m}^2$$

a promień hydrauliczny:

$$R = \frac{9,6}{14,65} = 0,655 \text{ m}$$

Przyjmując $\gamma = 2,75$, otrzymamy minimalną niezbędną zdolność przepustową

$$K_p = 153,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Natomiast zapewniona zdolność przepustowa wynosi:

$$K_p = \frac{Q}{\sqrt{J}} = \frac{3,0}{\sqrt{0,00024}} = 193,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

Wynika zatem, że drogą robót regulacyjnych będzie można uzyskać warunki żeglugowe wymagane dla tego typu barek. Praktycznie biorąc, wynik dosyć wątpliwy.

Gdybyśmy, opierając się na tej metodzie, podobne pytanie postawili dla Wisły pod Warszawą, przy stanie niżówkowym i zapytali dla jakiego typu barek ten odcinek byłby możliwy do wykorzystania, otrzymamy dla $Q = 183 \text{ m}^3/\text{s}$ i $J = 0,25\text{‰}$ z warunku

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = n \cdot f \cdot \frac{87 \sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}}$$

podstawiając za $f = 4 \text{ t}^2$ jak zwykle bywa, zamiast R średnią głębokość $t_s = t + 0,50$, a za $n = 5$ i $\gamma = 1,30$, czyli

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 5,4 \text{ t}^2 \cdot \frac{87 \sqrt{t + 0,5}}{1,30 \sqrt{t + 0,5}}$$

otrzymamy

$$t = 3,30 \text{ m}$$

czyli, że mogłyby kursować barki o zanurzeniu 3,30 m i szerokości około 12 m.

Sprawdzając zdolność przepustową otrzymamy zdolność przepustową zapewnioną:

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = \frac{183}{\sqrt{0,00025}} = 11578$$

podczas gdy zdolność przepustowa potrzebna dla tego typu barek wynosi

$$n \cdot f \cdot \frac{87 \sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}} = 5 \cdot 39,6 \cdot \frac{87 \sqrt{3,80}}{1,30 + \sqrt{3,80}} = 10330$$

zatem jest wystarczająca. A tymczasem wiadomo niewątpliwie, że drogą regulacji nigdy nie będzie można osiągnąć, nie tylko przy stanie niżówkowym ale i średnim, warunków umożliwiających kursowanie barek o zanurzeniu 3,30 m.

Wynik jest więc jeszcze gorszy jak z wzoru Teuberta.

Wynika to stąd, że metoda Bachmatiewa opiera się na założeniu stosunku $\frac{F}{f}$ jak dla kanałów, pod-

czas gdy na rzekach normy tej nie można brać za podstawę.

Stosunek ten jest cechą obszerności kanału. Im mniejszy stosunek $\frac{F}{f}$ tym bardziej kanał jest ciasny i daje tym większe opory ruchu.

Dawne kanały o stosunku $n = 3,0$ a nawet $3,5$ okazały się za ciasne i dzisiaj poniżej $4,5$ nie schodzimy, ale też wartości $n = 5$ nie przekracza się, z uwagi na koszt inwestycji utrzymania i alimentacji. Gdyby nie to, budowałibyśmy kanały znacznie obszerniejsze. Na rzekach nie jesteśmy zmuszeni kępować się tymi względami i stosunku tego wogóle nie bierze się pod uwagę, gdyż warunki przyrodzone rzeki są znacznie korzystniejsze niż na kanałach osiągnąć możemy.

Najlepsze warunki żeglugowe panują w ośrodku nie ograniczonym, gdzie opór czołowy drogi wodnej ustaje. Ale wypadek ten zachodzi wówczas, gdy szerokość drogi wodnej jest 15 razy szersza od szerokości statku a głębokość 20 razy większa od zanurzenia. Warunki szerokości jak w ośrodku nieograniczonym na rzekach żeglownych zachodzą, natomiast odnośnie głębokości nie.

Już ten wzgląd, że na rzekach żeglownych szerokość drogi wodnej jest prawie taka, jak w ośrodku nieograniczonym a głębokości natomiast nie sięgają wymiarów kanału, uniemożliwia posługiwanie się na rzekach stosunkiem $n = \frac{F}{f}$.

Metoda Bachmatiewa traktuje rzekę żeglowną w tym wypadku jak kanał, nie licząc się zupełnie z odmiennymi warunkami przyrodzonymi, nie dozwalającymi na takie przyjęcie i przez to prowadzi do fałszywych wyników, jak to widzimy na przykładzie Wisły.

Metoda ta może dać dobre rezultaty tylko dla małych rzek nizinnych i z natury swojej skoncentrowanych, na których warunki analogiczne jak na kanale można łatwo osiągnąć. Przykład podany przez Bachmatiewa (rzeka o przepływie $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$) takiego właśnie przypadku dotyczy.

Formuła Bachmatiewa, ściśle biorąc wyraża nam jakie maksymalne zwężenie należałoby nadać, żeby warunki żeglugowe na danej rzece, dla pewnego typu barek, nie były gorsze jak na kanale.

Tak jak Teubert dla wyeliminowania jednej niewiadomej użył stosunku $\frac{B}{t} = 6 \text{ m}$, wynikającego z założenia paraboli 2-go stopnia, tak znowu Bachmatiew dla usunięcia jednej niewiadomej posłużył się stosunkiem $\frac{F}{f}$, przy znanym f , wynikającym

z założeń stosowanych i obowiązujących tylko na kanałach sztucznych. Skutkiem tych założeń, nie odpowiadających przyrodzonym warunkom rzeki, obie formuły dają profile nadmiernie skoncentrowane, które nie mogą służyć za kryterium warunków, jakie drogą regulacji rzeki osiągnąć możemy.

Zaznaczyć jednak trzeba, że prace tych badaczy były pracami pionierskimi, do tych należy przede wszystkim metoda Teuberta. Nowsi autorowie korzystali z tych doświadczeń i braków stawiając dalszy krok do rozwiązywania problemu.

Bachmatiew zajął się rzekami o charakterze zbliżonym do warunków jak na kanałach, z którymi u nas mało mamy do czynienia i problem wykorzystania ich dla małej żeglugi nie wszedł jeszcze w stadium planowania.

Matakiewicz ustalił metodę bardziej odpowiadającą naszym warunkom, a ponadto eliminującą zbyt teoretyczne przyjęcie tamtych metod.

Przy analizowaniu tych wszystkich trudności, wyłaniających się w związku z ustaleniem miary żeglowności rzek, łatwo nasuwa się konieczność oparcia się nie na jakimś teoretycznym, geometrycznym

stosunku $\frac{B}{t}$, ale na proporcji tej istniejącej faktycznie w przyrodzie, w przyrodzonych warunkach danej rzeki. I trudno pomyśleć, żebyśmy mogli uniknąć tej normy przy jakichkolwiek rozważaniach dotyczących głębokości i szerokości rzeki.

Przy obliczeniu normalnej szerokości trasy regulacyjnej także posługujemy się tą proporcją, która drogą pomiarów w terenie ustalamy, zdejmując szereg profili, ale w miejscach charakterystycznych, typowych, skoncentrowanych, a nie dowolnych, wziętych przypadkowo.

Trudność polega na tym, że ten stosunek należy ustalić drogą pomiarów w terenie a rezultatami takich pomiarów nie zawsze dysponujemy. Jednak przystępując do takiego analizowania rzeki i określania jej zdolności żeglugowej nie można nie znać bodaj w przybliżeniu tej proporcji, która wnosi tak ważne momenty w poznanie charakteru rzeki. Jeżeli stosunek B i t jest nam zupełnie nie wiadomy, to znaczy, że nie znamy charakteru rzeki, którą rozpatrywać chcemy i trudno kusić się o ocenienie jej wartości, czy też przydatności, dla tych czy innych celów.

Formuła Matakiewicza

Prof. Matakiewicz, zdając sobie sprawę z niewłaściwości tamtych założeń, oparł się na naturalnym stosunku $\frac{B}{t}$, ale na średnio przeciętnym, panującym

na rzekach europejskich w naszych warunkach fizjograficznych, który uzależnia dalej od czynników znanych i zawsze w obliczeniach osiągalnych.

Formuła Matakiewicza została ogłoszona w r. 1925 w specjalnej pracy temu zagadnieniu poświęconej (Matakiewicz: „Hydrologiczna miara żeglowności rzek”), następnie w r. 1930 przedstawiona na III Konferencji Państw Bałtyckich w Warszawie w języku niemieckim (Matakiewicz: „Hydrologischer Masstab der Schiffbarkeit”, Warszawa, 1930 r.), gdzie autor ogranicza się jedynie do podania samych wyników swych badań na tym tle.

Matakiewicz zrywa zupełnie z geometrycznymi założeniami Teuberta i opiera się na stosunku szerokości profilu w zwierciadle do głębokości śred-

niej $\frac{B}{t_s}$, tak jak występuje ten stosunek w naturze, eliminując w ten sposób jedną niewiadomą, czyli:

$$Q = q t_s^2 v_s \quad \text{gdzie } q = \frac{B}{t_s}$$

ponieważ $v_s = 34 J^{0.5} t_s^{0.75}$

$$Q = 34 q J^{0.5} t_s^{2.75}$$

$$t_s = \frac{Q^{4/11}}{(34 q)^{4/11} J^{2/11}}$$

Badając wartość stosunku $q = \frac{B}{t_s}$ na różnych rzekach stwierdza, że wartość ta jest ściśle związana z charakterem rzeki, a więc zależy od spadku, ilości wody oraz od ilości i rodzaju toczonego materiału. Rzeki o jednakowym charakterze wykazują ten sam mniej więcej stosunek q .

Dalej dąży do zastąpienia wszystkich tych czynników, mających wpływ na wartość q przez jeden tylko czynnik, który ujmie wszystkie wyliczone uprzednio wpływy, i twierdzi, że czynnikiem tym może być powierzchnia dorzecza F . To założenie

$$q = \frac{B}{t_s} = f(F)$$

jest podstawowe i ma zasadnicze znaczenie dla dalszego toku rozwinięcia zagadnienia jak i dla wyniku obliczeń.

Opierając się na tej zasadzie Matakiewicz bada jaki związek zachodzi pomiędzy powierzchnią dorzecza a stosunkiem q . Na przykładzie Wisły wykazuje, że q wzrasta systematycznie w miarę wzrostu dorzecza. Biorąc za podstawę projekt regulacji rzeki Wisły, opracowany przez b. Ministerstwo Robót Publicznych w Warszawie w r. 1920 zestawia wartości q dla 25 sekcji całej przestrzeni Wisły od Przemszy do Nogatu, dla stanu trwającego 215 w okresie żeglugi, które to wartości systematycznie rosną w miarę wzrostu dorzecza. I tak np. dla odcinka Przemsza — Soła $q = 36$, dla odc. Dunajec — Nida $q = 58,5$, dla odc. San — Kamienna $q = 75$, analogicznie Świder — Narew 87,5 a na końcu Czarna — Nogat 103.

Ponadto bierze pod uwagę nie tylko Wisłę ale wychodząc z założenia, że wszystkie rzeki o analogicznym charakterze wykazują ten sam stosunek $\frac{B}{t_s}$, uwzględnia jeszcze Ren, Łabę, Wezerę, Odrę, Dniestr, San i inne.

Zasadniczo dzieli rzeki na dwie kategorie.

Do pierwszej zalicza rzeki posiadające w początkowym biegu dorzecze górskie, w dalszym biegu normalnie rozwinięte, przy których zetem spadek stopniowo maleje dopiero ze wzrostem dorzecza. Do drugiej, rzeki przeważnie mniejsze, lub średniej wielkości, nie posiadające górskiego dorzecza, o bardzo słabym ruchu materiału dennego, posiadające już przy małym dorzeczu bardzo małe spadki (np. Dniepr, Prypeć, Styr, górny Bug), oraz rzeki przez regulację bardzo skoncentrowane (Warta, Noteć), względnie uregulowane na małą wodę (Łaba saska). W rozważaniach swych zajmuje się tylko grupą pierwszą a wartości otrzymane z grupy drugiej odbiegają od wypośrodkowanej krzywej. Zatem i formuła będzie miała zastosowanie tylko do pierwszej kategorii rzek, czyli zakres jej stosowalności jest ograniczony.

Odcinając w układzie współrzędnych na jednej osi F a na drugiej istniejące q dla różnych odcinków uprzednio wymienionych rzek, ustala związek funkcyjny pomiędzy F i q , według obranego kształtu paraboli n -go stopnia $y = ax^n$. Związek ten przedstawia się w postaci:

$$f(F) = 2,94 F^{0.3}$$

W dalszym ciągu swej pracy Matakiewicz, pomimo postawionego uprzednio założenia, że wartość q wyraża się jednym tylko czynnikiem ujmującym w sobie wszystkie wpływy i że tym czynnikiem jest F , wprowadza jeszcze dodatkowo funkcję spadku w formie

$$\varphi(J) = \frac{q}{f(F)}$$

czyli w rezultacie $q = f(F) \cdot \varphi(J)$.

Widać dochodzi do przekonania, że wpływ spadku jest tak silny, że nie wystarcza udział tylko powierzchni dorzecza, którego funkcją jest spadek, a więc stosuje pewną korektę postawionego uprzednio założenia.

Postępując w analogiczny sposób, przy użyciu tych samych danych znajduje dla rzek grupy pierwszej

$$\varphi_1(J) = 2,32 J^{0.1}$$

a dla rzek grupy drugiej

$$\varphi_2(J) = 1,39 \cdot J^{0.1}$$

czyli ostatecznie otrzymujemy wartość stosunku

$$q = \frac{B}{t_s} = f(F) \cdot \varphi(J) = 2,94 F^{0.3} \cdot 2,32 J^{0.1}$$

$$q = 6,821 F^{0.3} J^{0.1}$$

To wyrażenie, przedstawiające stosunek $\frac{B}{t_s}$ za po-

mocą znanych elementów F i J , jest najważniejszym momentem w tej metodzie i niewątpliwym sukcesem tego doskonałego hydrologa jakim był Matakiewicz.

W ten sposób hydrologiczną miarę żeglowności możemy teraz przedstawić, jak to uczynił Matakiewicz, za pomocą elementów zawsze dostępnych bez uciekania się do dowolnie szacowanych wielkości.

Podstawiając wartości q w uprzednio podany wzór na t_s :

$$t_s = \frac{Q^{4/11}}{(34 q)^{4/11} J^{2/11}} = \frac{Q^{4/11}}{(34 \cdot 6,821 F^{0.3} J^{0.1})^{4/11} J^{2/11}}$$

$$t_s = \left(\frac{Q}{232 F^{0.3} J^{0.6}} \right)^{4/11} = N \text{ (miara żeglowności).}$$

Praca Matakiewicza traktująca to zagadnienie pochodzi z roku 1925 i jest oparta na starej formie na chybić z r. 1905.

Formuła ostateczna z r. 1931 na prędkość przepływu ma kształt

$$v = 35,4 t_s^{0.7} J^{0.493} + 10 J$$

z ważnością stosowania dla $t < 4,5$ m i $J > 0,016$ a więc tak jak na rzekach żeglownych. Wstawiając ten wzór w formułę na hydrologiczną miarę żeglowności otrzymamy analogicznie jak uprzednio:

$$Q = q \cdot t^2 \times 35,4 \cdot t^{0,7} J^{0,493 + 10 J}$$

ponieważ dla rzek żeglownych

$$0,493 + 10 J = \sim 0,5$$

$$Q = 35,4 \times 6,821 \cdot F^{0,3} J^{0,1} t^2 \cdot t^{0,7} J^{0,5}$$

$$Q = 241,5 F^{0,3} t^{2,7} J^{0,6}$$

$$\text{czyli } t_s = \left(\frac{Q}{241,5 F^{0,3} J^{0,6}} \right)^{0,37}$$

względnie jak w literaturze jest zwykle podawana, w formie podobnej do poprzedniej:

$$t_s = \left(\frac{Q}{240 F^{0,3} 3 J^{0,6}} \right)^{4/11} = N \dots \dots \dots (6)$$

która daje zaledwie 1,5% różnicy dla t od formuły dokładnej, czyli tylko parę centymetrów, co jest bez znaczenia wobec innych przybliżeń.

Na podstawie tej formuły obliczone przez Matakiewicza głębokości dla rzeki Wisły, które stanowią miarę żeglowności zestawiono dla niektórych przekroi w niżej podanej tabeli:

rzeka Wisła	Przy stanie absolutnie najniższym	Przy stanie średnim z najniższych	Przy stanie średnim w okresie żeglugi
	t_s	t_s	t_s
Pod Krakowem . .	0.82	1.02	1.52
Poniżej Sanu . . .	1.20	1.42	2.25
Pod Warszawą . .	1.36	1.63	2.46
Poniżej Bugu . . .	1.69	1.87	2.77
Powyżej Nogatu .	1.86	2.08	2.98

Jak z tego zestawienia widać można będzie osiągnąć pod Warszawą przy absolutnym minimum 1,36 m a przy średnim 2,46 m.

Na dolnej Wiśle powyżej Nogatu, gdzie Wisła jest uregulowana, powinno być przy abs. min. 1,86 m a przy średnim z najniższych nawet 2,08 m, podczas gdy istotnie dzisiaj, przy stanie średnim z najniższych, z trudem osiągamy głębokości tranzytowe 1 m, a na niektórych odcinkach spada nawet poniżej tej normy.

Odpowiednie szerokości na dolnej Wiśle powyżej Nogatu wypadają przy tych założeniach przy stanie absolutnie najniższym 205 m a przy stanie średnim 329 m a więc nawet nie wiele mniej niż obecna szerokość trasy, która wynosi 375 m.

Podstawą formuły Matakiewicza jest stosunek

$$\frac{B}{t_s}$$

ustalony przez autora statystycznie dla różnych rzek. Jak już pierwszej podano, dla Wisły na dolnym odcinku, powyżej Nogatu, gdzie szerokość trasy regulacyjnej wynosi 375 m, stosunek ten wynosi 103. Jakże zasadniczo inaczej przedstawiałby się ten

stosunek gdybyśmy wyszli z istniejącej szerokości trasy 375 m i głębokości tranzytowych na przejściach, które nie osiągają 1 m.

Formuła Matakiewicza daje odpowiedź jakich średnich głębokości przy danym stanie można się spodziewać po uregulowaniu rzeki, nie mówi natomiast jakich głębokości należy się spodziewać na progach przy skoncentrowanych spadkach. Głębokości tranzytowe są miarodajne dla żeglugi, więc właściwiej byłoby, żeby wzór na miarę żeglowności te właśnie głębokości uwzględniał. Formuła na hydrologiczną miarę żeglowności rzek, powinna się raczej nazywać formułą na średnie głębokości osiągalne drogą regulacji. Z wszystkich trzech wyżej podanych metod obliczenia miary żeglowności, formuła Matakiewicza niewątpliwie daje najlepsze wyniki, najbardziej zbliżone do rzeczywistości a ponadto jest oparta na logicznych i realnych przesłankach a nie teoretycznych, odbiegających od rzeczywistego stanu rzeczy, jak to ma miejsce w pierwszych dwóch formułkach.

Natomiast słabą stroną formuły Matakiewicza, poza opisaną wyżej kwestią głębokości tranzytowych, jest ograniczony zakres stosowalności tylko dla rzek kategorii pierwszej, oparcie się przeważnie na projekcie Wisły z r. 1920, oraz mały wpływ spadku na wynik obliczenia.

Odnosnie dwóch ostatnich zagadnień należy zauważyć, że Matakiewicz zestawiając, dla celów statystycznej analizy i ustalenia ogólnie obowiązującej funkcji

$$q = f(F) \cdot \varphi(J),$$

różne wartości tego stosunku z różnych rzek Europy środkowej, w przeważającej mierze posiłkował się stosunkiem obowiązującym dla Wisły. Zaś wartość tego stosunku dla Wisły jest zaczerpnięta z projektu regulacji Wisły opracowanego przez Ministerstwo Robót Publicznych w r. 1920, dla stanu 215-dniowego, co autor wyraźnie zaznacza. Obliczając zatem na podstawie formuły Matakiewicza hydrologiczną miarę żeglowności dla Wisły, otrzymamy wartości na głębokość te właśnie, które w tym projekcie zostały obliczone. Przy tym trzeba dodać, że projekt ten został zarzucony.

Odnosnie drugiego zagadnienia, to jest małego wpływu spadku na hydrologiczną miarę żeglowności otrzymaną z formuły, autor sam zaznacza, że „w równaniu tym uwypatnia się stosunkowo bardzo nieznaczny wpływ spadku na wartość stosunku q “.

Funkcja $\varphi(J) = \frac{Q}{f(F)}$ przebiega na wykresie niemal poziomo.

Zdawałoby się, że proporcja zachodząca pomiędzy głębokością a szerokością w zwierciadle, a zatem i miara żeglowności, zależą poza wszystkimi innymi czynnikami fizjograficznymi i hydrologicznymi, przede wszystkim od kubatury przepływu i spadku. Te dwa czynniki przede wszystkim decydują o kształtowaniu się koryta rzeki.

Funkcja $\varphi(J) = 2.32 \cdot J^{1/10}$, która wyraża wpływ spadku na stosunek q , dla rzek żeglownych ma wartość bardzo bliską jedności. Ściśle biorąc dla spadku $0,3\text{‰}$ wynosi 1,03, zaś dla spadku $0,1\text{‰}$ 0,92;

a w tych właśnie granicach obracają się spadki na rzekach żeglownych. Nie może zatem zaważyć na wynik obliczenia, co nie wydaje się być słusznym.

Matakiewicz, omawiając teoretyczne podstawy swej formuły wyraźnie zaznacza, że stosunek q zależy od różnych czynników i wylicza te czynniki, jednak opiera się tylko na jednym czynniku, który „do pewnego stopnia ujmuje w sobie wszystkie wyliczone wyżej wpływy” i uważa, że czynnikiem tym może być powierzchnia dorzecza.

Nie można odmówić słuszności takiemu ujęciu zagadnienia, bo istotnie tak q jak i J są związane z wielkością dorzecza, jedno rośnie a drugie maleje ze wzrostem dorzecza, są funkcjami tego dorzecza. Jednak jeżeli weźmiemy dwa dorzecza jednakowej wielkości, jedno nizinne, typu Narwi, a drugie górskie, typu górnej Wisły to stosunek q na pierwszym będzie znacznie mniejszy jak na drugim a odwrotnie spadek J w pierwszym wypadku będzie znacznie mniejszy niż w drugim, pomimo różnych powierzchni. Założenie to jest zatem słuszne w obrębie dorzeczy o tym samym charakterze, co w rezultacie, wobec odbiegających wartości tych różnych charakterów na wykresie, zmusiło autora do zastosowania swej formuły tylko do rzek typu Wisły czy Odry, podczas gdy Warta i Noteć już wyłamują się z szeregu statystycznego. Wprowadzenie funkcji spadku poprawiłoby sytuację.

Toteż autor po ustaleniu funkcji $q = f(F)$ wprowadza potem poprawkę na J w formie $\varphi(J) = \frac{q}{f(F)}$

ale wartość tej funkcji nie może już mieć decydującego znaczenia. W funkcji na F tkwią, zgodnie z założeniem, wszystkie wpływy, które są funkcją F , a więc także i wpływ J , obok wszystkich innych jest tam reprezentowany, chociaż ukryty. Ten wpływ jaki przypada do udziału spadkowi, został w ten sposób już załatwiony przez powierzchnię dorzecza, które to wartości są ze sobą związane. Dlatego wprowadzona dodatkowo poprawka w formie $\varphi(J)$ nie wnosi już praktycznie biorąc żadnych zmian, bo jego rola została zastąpiona przez funkcję F . Sprawa przedstawiałaby się korzystniej, gdyby obie te funkcje zostały potraktowane jednocześnie i wyrażone jak funkcja dwóch zmiennych.

Mały wpływ J na wynik obliczenia hydrologicznej miary żeglowności ma znaczenie nie tylko teoretyczne, ale i praktyczne, szczególnie w tych wszystkich wypadkach, gdy operujemy tą samą pow. dorzecza, ale różnymi spadkami. Np. jeżeli obliczamy głębokości przy danym przepływie Q przy zastosowaniu spadku wyrównanego otrzymamy średnie głębokości. Jeżeli jednak postawimy sobie dalsze pytanie, jak przedstawia się głębokości i potrzebne szerokości trasy na przejściach przy spadkach skoncentrowanych, a więc znacznie większych i do wzoru podstawiamy ten większy spadek, wynik nie może wypaść dobry, bo funkcja J zbyt słabo działa, nieproporcjonalnie do swojej roli. Udział spadku objawi się w wyniku głębokości tylko o tyle o ile wpływa na wynik funkcja prędkości, przez którą J występuje we wzorze na t_s , niema natomiast wpływu na zasadniczy warunek, tj. odpowiedni stosunek q . Wpływ spadku ukryty w funk-

cji F w jednym i drugim przypadku jest jednakowo wielki, gdyż jest tam zawarty tylko w swej średniej wartości.

Z tego względu obliczenia głębokości tranzytowych na przejściach przy zastosowaniu formuły Matakiewicza nie da się przeprowadzić i zawsze otrzymamy jako wynik głębokość średnią t_s , zresztą, zgodnie z tendencją autora, a nie warunki szerokości i głębokości na przejściach.

Analizując w dalszym ciągu rolę czynnika J w znalezionej funkcji $q = 6,821 F^{0,3} J^{0,1}$ która stanowi podstawowe założenie hydrologicznej miary żeglowności, należy zwrócić uwagę, że J pozostaje w tym wzorze w prostym stosunku do q , podczas gdy między tymi wielkościami faktycznie zachodzi stosunek odwrotny. W miarę wzrostu J maleje q i odwrotnie, gdy J maleje posuwając się w dół rzeki, q wzrasta, więc zachodzi stosunek odwrotnie proporcjonalny a nie wprost proporcjonalny.

W cytowanej wyżej pracy prof. Matakiewicz podaje na początku swoich wywodów wzór na porównanie wartości żeglownej rzek o podobnym charakterze w formie:

$$Z = \sqrt[5]{\frac{Q^2}{J}}$$

Tutaj więc jest zachowany odwrotny stosunek wartości J . Taka sama forma stosunku winna być także zachowana w hydrologicznej mierze żeglowności.

Podana wyżej sprzeczność wynika stąd, że autor znajdując funkcję $q = f(F) \cdot \varphi(J)$ ustalił najpierw zależność $q = f(F)$ a potem związek $\varphi(J) = \frac{q}{f(F)}$

podczas gdy wartości F i J nie są niezależnymi, gdyż obie są funkcjami F . W miarę wzrostu dorzecza — maleje J a jednocześnie rośnie q . Funkcja $\varphi(J)$ gra tutaj rolę tylko poprawki, nie reprezentując całkowitego wpływu czynnika J , który to wpływ jest już zawarty w funkcji na F .

Gdybyśmy w postępowaniu rachunkowym zastosowali bieg odwrotny. tzn. w szeregu statystycznych danych użytych do obliczeń, ustalili najpierw zależność $q = \varphi(J)$, a potem wprowadzili $f(F) = \frac{q}{\varphi(J)}$, otrzymalibyśmy inną formę funkcji, da-

jącą ten sam obraz w iloczynie $q = \varphi(J) \cdot f(F)$, ale w której główną rolę będzie grał czynnik J a mniejszą czynnik F .

Przeprowadzone próbne obliczenia, przy użyciu zresztą nie pełnej ilości punktów, dało wynik:

$$q = f(J) = 0.002388 J^{1.25}$$

$$\varphi(F) = \frac{q}{f(J)} = 0,7 \cdot F^{0,0326}$$

$$\text{czyli } q = 0,00167 F^{0,0326} J^{1.25}$$

A więc tutaj wyraźnie występuje wybitny wpływ J a słaby F , zgodnie z tym, co było powiedziane uprzednio. Ponadto J w stosunku do q występuje w proporcji odwrotnej, tak jak istotnie być powinno. Forma równania na q podana wyżej nie jest

wcale gorsza od formy przytoczonej uprzednio, a może nawet lepsza ponieważ czynnik J jest uwzględniony w należnej mu wartości. Czynnik F natomiast działa słabo, gdyż działanie jego jest już uwzględnione we wpływie J , które jest funkcją F .

Znamy rzeki, które na pewnych odcinkach poniżej mają większy spadek jak powyżej. Tymbardziej zatem nie wystarcza tylko czynnik rosnącego F , ale spadek musi uzyskać wpływ zasadniczy, bezpośrednio działający, bo pomimo ogólnej zależności między J a F , przebieg tej zależności nie jest pra-

widłowy. Ponadto właściwiej byłoby zamiast wartości F operować przepływem Q , przez co uniknęlibyśmy wielu trudności.

Podana wyżej forma, jako wynik obliczenia próbnego, bez wyrównania przy pomocy wielkiej ilości danych, jest przytoczona tylko przykładowo dla uzasadnienia wywodów, nie może zatem służyć do posługiwania się nią, czy poprawienia formuły zasadniczej.

(dokończenie nastąpi)

Prof. Dr Inż. EDWARD CZETWERTYŃSKI

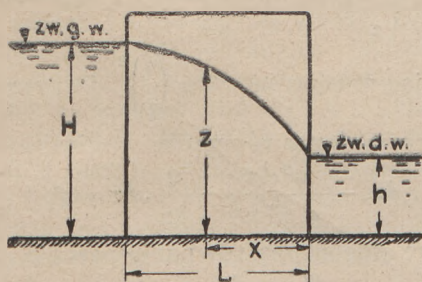
Politechnika Warszawska

O przesiąkaniu wody przez groblę

Autor, posilując się wzorami Dupuit, Bernoulli'ego i Darcy, ustala wzór na określenie poziomu wody dolnej za groblą, przy którym następuje wypływ swobodny.

Wzory dotyczące przesiąkania wody przez grunt wyprowadzane są zazwyczaj w oparciu o wzór Dupuit stanowiący odmianę wzoru Darcy. Przyjmujemy mianowicie, że prędkość filtracji w dowolnym przekroju równa się lokalnemu spadkowi linii ciśnień pomnożonemu przez współczynnik przepuszczalności gruntu. Rozpatrzmy to zagadnienie na najprostszym wypadku przepływu wody przez groblę spoczywającą na poziomej warstwie nieprzepuszczalnej. Dla uproszczenia zagadnienia przyjmujemy ponadto, że ściany grobli są pionowe oraz że poziomy zwierciadła wody po obu stronach grobli są stałe. Umyślnie przyjmuję ten najprostszy wypadek, przy którym istotnie możemy mieć do czynienia z ruchem ustalonym.

Ujęcie tego zagadnienia w sposób dotychczasowy (można go nazwać „klasyczny”) przedstawia się następująco:



Rys. 1.

Przepływ przez dowolny przekrój w odległości x (rys. 1) przypadający na jednostkę długości grobli (w kierunku prostopadłym do rysunku) równa się

$$q = z \cdot 1 \cdot v$$

gdzie v — prędkość filtracji. Prędkość filtracji, jak było powiedziane poprzednio, wyznaczamy ze wzoru Dupuit, a więc

$$v = k \frac{dz}{dx}$$

gdzie k — współczynnik filtracji.

Stąd

$$q = k z \frac{dz}{dx}$$

lub

$$dx = \frac{k}{q} z dz$$

po scałkowaniu w granicach od 0 do L i od h do H , otrzymamy

$$\int_0^L dx = \frac{k}{q} \int_h^H z dz$$

a więc

$$L = \frac{k}{q} \frac{(H^2 - h^2)}{2}$$

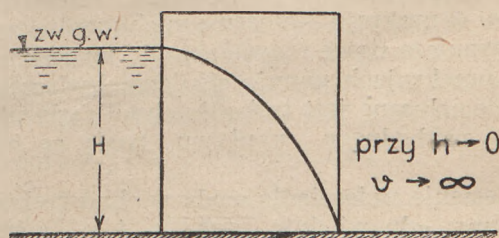
lub

$$q = \frac{k}{2L} (H^2 - h^2) \quad \dots \dots \dots (1)$$

Z tego klasycznego wzoru wynika, że przy stałym poziomie zwierciadła wody przed groblą, a więc przy stałej wartości H , największy przepływ wody przez groblę nastąpiłby wówczas gdy $h=0$ (rys. 2). Zwróćmy uwagę, że wniosek taki jest absurdem,

gdyż przy $h=0$, $q = \frac{k}{2L} H^2$ czyli posiada wartość

skończoną. Zatem przy wypływie (wobec przekroju równego zero) musiałaby powstać prędkość nieskończenie wielka! A dla wywołania prędkości istnieje jednak skończona wartość energii potencjalnej w postaci wzniesionego zwierciadła wody na wysokość H .



Rys. 2.

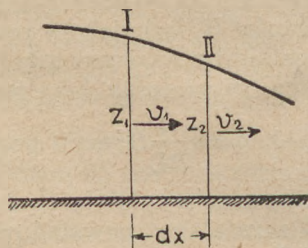
Sprzecznosc ta slusnie jest tlumaczona faktem, ze poczynszy od pewnej wartosci h , przy dalszym obnizaniu zwierciadla wody przy grobli po stronie odplywu, linia depresji zatrzyma sie na pewnej wysokosci i nastapi swobodny wyplyw wody ze scianki grobli. Tę wysokosc h , ponizej ktorej następuje swobodny wyplyw, starano się ujac doswiadczalnie w postaci stosunku granicznej wartosci h do wysokosci H po drugiej stronie grobli lub w postaci granicznego kata pochylenia linii depresji. Niezależnie od mniej lub bardziej slusznego okreslenia granicznej wartosci h , ponizej ktorej następuje swobodny wyplyw, pozostaje jednak fakt, że ze wzoru (1) ograniczenie to nie wyplywa, czyli że konstrukcja „klasycznego“ wzoru zawiera jakis blad logiczny.

Zastanówmy się przede wszystkim gdzie tkwi ten blad logiczny, który doprowadza nas do absurdu w „klasycznym“ ujęciu zagadnienia. Istota błędu polega na tym, że w omówionym rozumowaniu pomijamy całkowicie spadek wysokości ciśnienia (lub wysokości położenia), potrzebny na wywołanie prędkości. Wszak prawo Darcy (a więc i wzór Dupuit) dotyczy tylko strat na opory przy ruchu laminarnym.

Można wprawdzie powiedzieć, że przy nieznanych prędkościach, spotykanych przy ruchu wody przesiąkającej przez grunt, spadek linii ciśnienia spowodowany zmianą prędkości jest tak mały, iż popełniając jedynie znikomy błąd możemy go pominąć w stosunku do strat na opory. Istotnie tak jest, ale nie wolno nam wtedy przechodzić do wypadku granicznego $h = 0$, a nawet przekraczać pewnych granic h , gdyż przy odpowiednio małym h wyraz $\frac{v^2}{2g}$ bynajmniej nie jest do pominięcia i pomijając go tracimy w rezultacie punkt zaczepienia dla określenia wartości h , ponizej ktorej nastąpi swobodny wyplyw.

Postaramy się ująć zagadnienie bez pomijania wysokości prędkości.

Rozpatrzmy dwa pionowe przekroje strumienia I i II (rys. 3), odległe od siebie o wartość dx . Przyj-



Rys. 3.

muujemy, że ruch możemy traktować jako wolno zmienny oraz operować będziemy prędkościami średnimi w przekroju. Założenie ruchu wolno zmiennego ogranicza nasze rozważania do wypadku, gdy w obu przekrojach panuje ciśnienie hydrostatyczne, a więc słusne jest tylko do chwili, gdy nie ma jeszcze swobodnego wypływu wody ze ścianki grobli.

Wzniesienie zwierciadła wody w obu przekrojach oznaczmy odpowiednio przez z_1 i z_2 , a średnie prędkości filtracji przez v_1 i v_2 . Zwróćmy uwagę, że mówiąc o wysokościach prędkości musimy ope-

rować nie prędkościami filtracji, a prędkościami rzeczywistymi, przeto będziemy uwzględniali prędkości $\frac{v}{\varphi}$, gdzie φ oznacza współczynnik porowatości powierzchniowej.

Napiszemy równanie Bernoulli'ego dla obu obranych przekrojów strumienia

$$z_1 + \frac{\left(\frac{v_1}{\varphi}\right)^2}{2g} = z_2 + \frac{\left(\frac{v_2}{\varphi}\right)^2}{2g} + \Sigma h_{str.}$$

Wartość strat $\Sigma h_{str.}$ między przekrojami możemy wyznaczyć, opierając się na prawie Darcy, mianowicie

$$\Sigma h_{str.} = I dx$$

zaś

$$I = \frac{v}{k}$$

mamy zatem

$$z_1 + \frac{\left(\frac{v_1}{\varphi}\right)^2}{2g} = z_2 + \frac{\left(\frac{v_2}{\varphi}\right)^2}{2g} + \frac{v}{k} dx$$

lub oznaczając $z_1 - z_2 = dz$, oraz

$$\left(\frac{v_1}{\varphi}\right)^2 - \left(\frac{v_2}{\varphi}\right)^2 = d\left(\frac{v}{\varphi}\right)^2; dz + \frac{d\left(\frac{v}{\varphi}\right)^2}{2g} - \frac{v}{k} dx = 0$$

Rozpatrujemy wypadek ruchu ustalonego, przy którym przepływ q jest wartością stałą. Z określenia

prędkości filtracji, jako ilorazu $v = \frac{q}{z}$, wynika

$q = vz$, zatem $dq = v dz + z dv = 0$ stąd

$$dv = -\frac{v dz}{z} = -\frac{q dz}{z^2}$$

zaś

$$d\left(\frac{v}{\varphi}\right)^2 = \frac{2v dv}{\varphi^2} = -\frac{2q^2 dz}{\varphi^2 z^3}$$

podstawiając znaczenia v i $d\left(\frac{v}{\varphi}\right)^2$ do poprzedniego

wzoru, otrzymujemy równanie

$$dz - \frac{q^2 dz}{g \varphi^2 z^3} - \frac{q}{kz} dx = 0$$

lub mnożąc obie strony równania przez z

$$z dz - \frac{q^2}{g \varphi^2 z^2} \cdot \frac{dz}{z^2} - \frac{q}{k} dx = 0$$

Całkując w granicach od h do H i od 0 do L , mamy:

$$\int_h^H z dz - \frac{q^2}{g \varphi^2} \int_h^H \frac{dz}{z^2} - \frac{q}{k} \int_0^L dx = 0$$

$$\frac{H^2 - h^2}{2} + \frac{q^2}{g \varphi^2} \left(\frac{1}{h} - \frac{1}{H} \right) - \frac{q}{k} L = 0$$

Po prostych przekształceniach otrzymujemy równanie drugiego stopnia względem q

$$2k(H-h)q^3 + 2g\varphi^2 H h l q - k q \varphi^2 H h (H^2 - h^2) = 0 \quad \dots \quad (2)$$

Z równania (2) wynika, że

$$\begin{aligned} \text{przy } h = H & \quad q = 0 \\ \text{przy } h = 0 & \quad q = 0 \end{aligned}$$

Z równania (2) możemy wyznaczyć wartość q , mianowicie:

$$q = \frac{g \varphi^2 HL}{2k} \left[-\frac{h}{H-h} + \sqrt{\left(\frac{h}{H-h}\right)^2 + \frac{2k^2 h(H+h)}{g \varphi^2 L^2 H}} \right] \quad (3)$$

Dla uproszczenia obliczeń wprowadzamy oznaczenie $h = \alpha H$, gdzie $0 \leq \alpha \leq 1$.

Po podstawieniu tej wartości do równania (3), otrzymujemy

$$q = \frac{g \varphi^2 HL}{2k} \left[-\frac{\alpha}{1-\alpha} + \sqrt{\left(\frac{\alpha}{1-\alpha}\right)^2 + \frac{2k^2 H(1-\alpha)\alpha}{g \varphi^2 L^2}} \right]$$

lub wprowadzając oznaczenie $K = \frac{2k^2 H}{g \varphi^2 L^2}$

$$q = \frac{g \varphi^2 HL}{2k} \left[-\frac{\alpha}{1-\alpha} + \sqrt{\left(\frac{\alpha}{1-\alpha}\right)^2 + K(1+\alpha)\alpha} \right] \quad (4)$$

Widzimy, że w skrajnych wypadkach (przy $H = h$ oraz $h = 0$) $q = 0$, wolni więc jesteśmy od niesłusznego wniosku, że przepływ osiąga maksimum przy $h = 0$. Ponieważ przepływ q w przedziale $0 < \alpha < 1$ jest rdzennie dodatni, a w skrajnych wypadkach równa się zero, przeto musi przechodzić przez maksimum przy pewnej wartości α_0 .

Zastanówmy się nad fizycznym znaczeniem wartości α_0 , przy której q osiąga maksimum. Z warunków fizycznych wynika, że w miarę, gdy napełnienie h maleje (α maleje) przepływ przez groblę rośnie. Równanie (4) wykazuje istotnie wzrost przepływu q w miarę, gdy α począwszy od 1 maleje, lecz tylko do pewnej wartości α_0 , przy której q osiąga maksimum. W dalszym ciągu, według równania (4) q zaczyna maleć, co sprzeczne jest z warunkami fizycznymi. W przedziale $\alpha_0 > \alpha > 0$ równanie (4) nie jest zgodne z warunkami fizycznymi. Niezgodność tę łatwo wytłumaczyć tym, że od chwili gdy α staje się mniejsze od α_0 następuje swobodny wypływ wody ze ścianki grobli i przyjęte przez nas założenie ruchu wolno zmiennego nie jest spełnione, czyli nie mamy prawa stosowania równania Bernoulli'ego w odniesieniu do całego strumienia.

W ten sposób wartość α_0 określa nam graniczną wartość h , poniżej której rozpoczyna się swobodny wypływ wody ze ścianki grobli i oczywiście wypływ nadal rośnie.

Obliczenie przepływu przez groblę od chwili powstania swobodnego wypływu stanowi zagadnienie odrębne i obecnie go nie rozpatruję (ściśle biorąc pozostawiam go nadal jako zagadnienie nierozwiązane). Teraz ograniczam się tylko do stwier-

żenia, że omówicne ujęcie przepływu doprowadziło nas do określenia napełnienia h_0 , poniżej którego rozpoczyna się swobodny wypływ.

Pozostaje jeszcze wyznaczenie wartości α_0 . Z równania (4) jest oczywiste, że q osiąga maksimum, gdy wyrażenie

$$F(\alpha) = -\frac{\alpha}{1-\alpha} + \sqrt{\left(\frac{\alpha}{1-\alpha}\right)^2 + K(1+\alpha)\alpha}$$

osiąga maksimum

$$\frac{dF(\alpha)}{d\alpha} = -\frac{1}{(1-\alpha)^2} + \frac{2\frac{\alpha}{(1-\alpha)^3} + K(1+2\alpha)}{2\sqrt{\left(\frac{\alpha}{1-\alpha}\right)^2 + K(1+\alpha)\alpha}}$$

Wprowadzając warunek $F'(\alpha_0) = 0$, po przekształceniach otrzymamy równanie

$$K = \frac{8\alpha_0^3}{(1+2\alpha_0)^2(1-\alpha_0)^4} = f(\alpha_0) \quad (5)$$

Wyznaczenie wartości α_0 z równania (5) przedstawia duże trudności, to też dla praktycznych rozwiązań sporządzona jest tabela $f(\alpha_0) = K$ w zależności od α_0 , oraz wykres podany na rys. 4.

Z wykresu lub z tabeli obliczając $K = \frac{2k^2 H}{g \varphi^2 L^2}$ łatwo

odczytamy wartość α_0 , a stąd obliczymy napełnienie $h_0 = \alpha_0 H$, poniżej którego następuje swobodny wypływ wody.

Tabela wartości

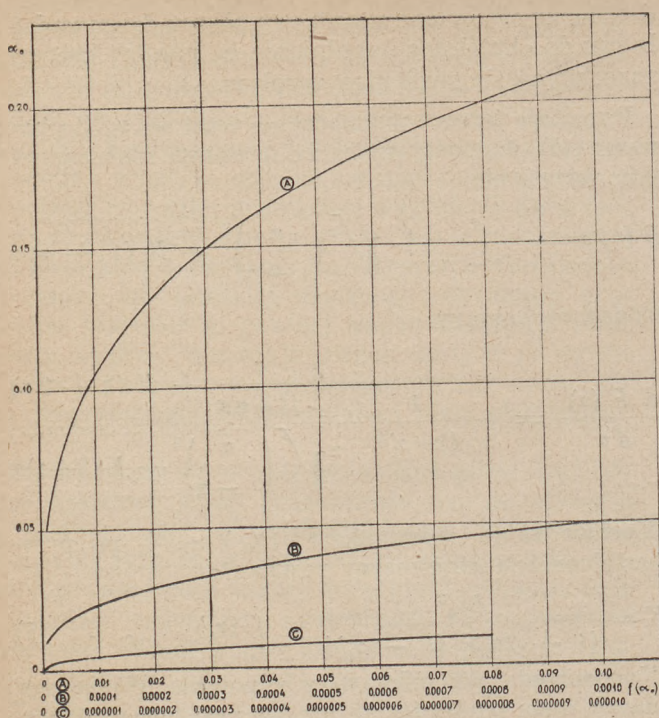
α_0	$f(\alpha_0)$	α_0	$f(\alpha_0)$	α_0	$f(\alpha_0)$	α_0	$f(\alpha_0)$
0,00	0,000000000	0,035	0,000345	0,085	0,006120	0,170	0,0461
0,002	0,000000064	0,040	0,000517	0,090	0,006107	0,180	0,0560
0,004	0,000000512	0,045	0,000738	0,095	0,007220	0,190	0,0669
0,006	0,000001728	0,050	0,001015	0,100	0,008468	0,200	0,0797
0,008	0,000004098	0,055	0,001355	0,110	0,011402	0,210	0,0943
0,010	0,000008006	0,060	0,001764	0,120	0,014992	0,220	0,1110
0,015	0,000027036	0,065	0,002251	0,130	0,019324	0,230	0,1299
0,020	0,000064152	0,070	0,002987	0,140	0,024494	0,240	0,1513
0,025	0,000125462	0,075	0,003486	0,150	0,030061	0,250	0,1756
0,030	0,000217148	0,080	0,004249	0,160	0,037773		

Dla przykładu rozpatrzmy przesiąkanie przez groblę o szerokości $L = 2,0$, przy $H = 2,0$ m, jeżeli porowatość przestrzenna wynosi 40%, miarodajna średnica ziaren gruntu 1,5 mm, temperatura wody 10° C. Porowatości przestrzennej 40% odpowiada wg Slichtera porowatość powierzchniowa $\alpha = 17,19\% = 0,1719$ (patrz „Hydrologia” Pomianowski, Rybczyński Wójcicki, tom II, str. 246). Przy danych warunkach współczynnik przepuszczalności gruntu wg Slichtera $k = 0,8648$ cm/sek = 0,008648 m/sek („Hydrologia” t. II, str. 250).

W rozpatrywanym przykładzie

$$K = \frac{2k^2 H}{g \varphi^2 L^2} = \frac{2 \cdot 0,008648^2 \cdot 2}{9,81 \cdot 0,1719^2 \cdot 2^2} = 0,000258$$

Z wykresu (rys. 4) odczytujemy $\alpha_0 = 0,032$.



Rys. 4.

Zatem swobodny wypływ ze ścianki grobli rozpoczyna się gdy napełnienie spada poniżej

$$h_0 = \alpha_0 H = 0,032 \cdot 2 = 0,064 \text{ m} = 6,4 \text{ cm}.$$

Przepływ, przy tym poziomie dolnej wody, na 1 mb długości grobli równa się (4).

$$q = \frac{9,81 \cdot 0,1719^2 \cdot 2 \cdot 2}{2 \cdot 0,008648} \left[- \frac{0,032}{1 - 0,032} + \sqrt{\left(\frac{0,032}{1 - 0,032} \right)^2 + 0,000258 (1 + 0,032) \cdot 0,032} \right] = 0,008615 \text{ m}^3/\text{sek} = 8,61 \text{ l/sek}.$$

Przy dalszym obniżaniu się zwierciadła wody różnica ciśnień dla poszczególnych strug wzrasta dla górnej strugi o 0%, dla dolnej o

$$\left(\frac{H}{H - h_0} - 1 \right) 100 = \left(\frac{2}{2 - 0,064} - 1 \right) 100 = 3,2\%,$$

średnio o 1,6%, zaś wydatek wzrośnie mniej, bowiem opory rosną proporcjonalnie do wzrostu różnicy ciśnień, ale ponadto część energii potencjalnej zostanie zużyta na zwiększenie prędkości oraz nieco się zmniejszy pole przekroju strumienia. Jak wynika z przytoczonego przykładu (nie należy zbyt pochopnie ekstrapolować tego na wypadki grobli o bardzo dużej przepuszczalności), obliczony przepływ odpowiadający napełnieniu poniżej którego rozpoczyna się swobodny wypływ nie wiele jest mniejszy od rzeczywistego maksymalnego przepływu i w przybliżeniu, w granicach dokładności obliczeń praktycznych, może być przyjmowany jako maksymalny.

Obliczając wydatek na podstawie „klasycznego” wzoru (1) przy tych samych wysokościach H i h otrzymamy:

$$q = \frac{k}{2L} (H^2 - h^2) = \frac{0,008648}{2 \cdot 2} (2^2 - 0,64^2) = 0,008639 \text{ m}^3/\text{sek} = 8,639 \text{ l/sek}.$$

Zrozumiałym jest, że wzór ten daje nieco większy wydatek, nie uwzględnia bowiem energii potencjalnej zużytej na wywołanie prędkości. Różnica praktycznie nie jest duża (dopiero w trzecim znaku).

Rozpatrzone ujęcie zagadnienia z uwzględnieniem wysokości prędkości daje jednak możliwość określenia wysokości h , poniżej której rozpoczyna się swobodny wypływ i usuwa wątpliwości wynikające z niemożliwości dojścia do granicznego wypadku $h = 0$.

DZIAŁ III – DROGI WODNE

Inż. ADOLF RIEDEL

Drogi wodne w pracy portów morskich

Drogi wodne śródlądowe posiadają doniosłe znaczenie w pracy portów morskich — łączą one obok sieci kolejowej okręgi przemysłowe, rolnicze itp. z portamiorskimi, stanowią również w wielu wypadkach jakby przedłużenie szlaków morskich w głąb kraju. Na tle pracy polskich portów morskich i spodziewanego ich rozwoju oraz na tle podstawowego schematu rozbudowy polskiej sieci dróg wodnych śródlądowych — Wisła wysuwa się na pierwsze miejsce tym bardziej, że z zagadnieniem uporządkowania tej rzeki, jako drogi wodnej i jej dorzecza wiążą się inne jeszcze podstawowe problemy gospodarki wodnej.

Dla wyjaśnienia roli dróg wodnych śródlądowych w pracy dla portów morskich, pomocną będzie krótka charakterystyka układu sieci wodnej kontynentu europejskiego, sieci radzieckiej, zachodnio - europejskiej i polskiej.

Sieć Związku Radzieckiego.

Układ sieci radzieckiej znajduje się pod dominującym wpływem największej rzeki Europy — Wołgi, na którą wraz z jej dopływem Kamą przypada po-

nad 1/3 ilości przewozów w tonach i 2/3 pracy przewozowej w tonokilometrach w stosunku do wszystkich dróg radzieckich. Według statystyki z 1938 r. przewieziono Wołgą 24,2 miln. ton towarów, głównie ropy naftowej, drzewa, zboża, materiałów budowlanych i soli wykonując pracę 21,2 miliardów tkm.

Wołga uchodzi do zamkniętego morza Kaspijskiego, bez połączenia z innymi morzami, co uniemożliwia jeszcze szersze wykorzystanie tej wielkiej drogi wodnej. Wada ta zostanie usunięta przez będące już w budowie połączenie z morzem Azowskim.

Związek Radziecki wiele zrobił dla usprawnienia swej sieci dróg wodnych — na Dnieprze poniżej Dniepropetrowska usunięto hamujące żegluge progi, budując potężną tamę piętrzącą (Dnieprostroj); połączył zatokę Fińską z Morzem Białym nowoczesnym kanałem żeglugi, wreszcie pobudowano kanał Moskwa — Wołga, dzięki czemu stolica właściwa została w orbitę całego systemu dróg wodnych.

Osiągnięcia Związku Radzieckiego w rozbudowie sieci dróg wodnych charakteryzuje przytoczona tabela, obrazująca wzrost ładunków wodnych śródlądowych w porównaniu z przewozami kolejowymi i morskimi.

Rok	Żegluga śródl.		Przew. kolejow.		Przew. morskie	
	miln. t	mild. tkm	miln. t	mild. tkm	miln. t	mild. tkm
1929	23,2	18,4	187,6	113,0	8,8	10,4
1933	44,7	28,8	268,1	169,5	16,3	24,4
1938	66,6	32,0	516,3	370,5	30,4	33,7

Pierwsze miejsce w przewozach zajmuje drzewo budowlane, następnie ropa naftowa, materiały budowlane, zboże, sól.

Pracę przeładunkową najważniejszych portów morskich daje poniższe zestawienie (1935 r.):

Baku	10,4 miln. ton
Astrachań	6,6 „ „
Machacz Kała	5,4 „ „
Batum	5,1 „ „
Leninград	4,3 „ „
Odesa	3,8 „ „
Mariupol	2,5 „ „
Noworosyjsk	2,3 „ „
Archangielsk	2,3 „ „
Władywostok	2,0 „ „
Krasnowodsk	1,7 „ „
Mikołajew	1,6 „ „
Tuapse	1,5 „ „
Murmańsk	1,3 „ „
Poti	1,2 „ „
Chersoń	0,7 „ „

Na pracy portów radzieckich odbija się wyraźnie udział portów morza Kaspijskiego w transporcie ropy naftowej, której przewóz Wołgą i Kamą wzrósł się w latach 1935—38 w porównaniu z 1913 r. przeciętnie o 60%, przekraczając 2 miliardy tkm.

Transport ropy wynosił:

w 1936 r.	— 7,1 miln. ton
w 1937 r.	— 7,9 „ „
w 1938 r.	— 8,3 „ „

Sieć środkowo-europejska.

Podobnie jak w systemie dróg wodnych radzieckich dominującą rolę odgrywa Wołga, tak w systemie dróg wodnych niemiecko - belgijsko - holenderskim odgrywa Ren.

Przewozy na tej rzece w 1935 r. wyniosły łącznie 66,4 miln. ton, wykonując pracę 12,6 miliardów tkm. Główne pozycje towarów stanowił węgiel i ruda żelazna.

Wszystkie główne rzeki niemieckie Ren, Ems, Wezera i Łaba, przecinają kraj w prawie równoległym układzie, o kierunku spływu północno - zachodnim. Łączy je prostopadłe do ich biegu kanał śródlądowy od Ems do Łaby w jeden systemat wodny, stanowiący nowoczesną sieć dróg wodnych.

Według danych z 1935 r. udział żeglugi śródlądowej w przewozach Niemiec przedstawiał się następująco:

żegluga śródlądowa	101 miln. t. — 22,5 mild. tkm.
koleje	408 miln. t. — 63,5 mild. tkm.

Obroty niektórych portów śródlądowych przekraczały obroty dużych portów morskich. Według statystyki z 1936 r. przeładunek wynosił:

Duisburg-Ruhrort	17,2 miln. ton
Berlin	8,6 „ „
Mannheim	5,1 „ „
Ludwigshafen	4,6 „ „

We Francji żegluga śródlądowa obsługuje głównie północno - wschodnią część kraju, obejmującą dorzecza: Sekwany, Loary, Mozy i Rodanu. Drogi wodne, na ogół typu przestarzałego, nie pozwalają na ruch statków o większym tonażu.

W Czechosłowacji żegluga oparta jest głównie na Łabie i nosi charakter tranzytowy.

Należy również poświęcić kilka słów Dunajowi, po Wodze największej rzece w Europie. Znaczenie jakie ma Dunaj, mimo że przepływa przez siedem państw jest niewielkie. Według danych z 1937 r. ogólna ilość przewiezionych towarów nie przekraczała 1,5 miln. t. (drzewo, ropa naftowa, zboże, węgiel, żelazo sól). Uaktywnienie Dunaju wymaga szeregu poważnych robót, w pierwszym rzędzie usunięcie istniejących przeszkód w korycie rzeki oraz wykonania połączeń z Renem, Łabą i Odrą.

Sieć polska.

Sieć naszych dróg wodnych opiera się na dwóch dorzeczach Wisły i Odry.

Wisła na skutek wiekowego zaniedbania i w związku z tym niedostatecznych dla żeglugi głębokości przedstawia drogę, zwłaszcza powyżej Torunia, podrzędnego znaczenia, a Odra skanalizowana od Koźła do Wrocławia, zaś dalej do Świnoujścia uregulowana, posiada ograniczoną przełotność.

Obroty ważniejszych portów Odry wynosiły w 1938 r.: Koźle — 3,9 miln. t, Wrocław — 0,8 miln. t, Małyszyn — 0,7 miln. t.

Poza Wisłą i Odrą posiadamy jeszcze szereg rzek żeglowych, nie odgrywających jednak w transportach masowych większej roli.

Droga wodna Odra — Warta — Kanał Bydgoski — Wisła przed wojną z powodu przecięcia granicą była mało wykorzystana.

Następnie droga wodna Warty eksploatowana głównie od ujścia do Odry pod Kostrzyniem do Poznania oraz sąsiadująca z Wartą sieć Górnej Noteci, obejmująca skanalizowaną Górną Notec, kanał Gopło — Warta i inne jeziora oraz kanał Morzysławski, posiadają lokalne znaczenie. W przewozach zajmują pierwsze miejsce cukier z sąsiadujących cukrowni i płody rolne.

Wreszcie droga wodna Wisła — Dniepr biegnie na obszarze Polski korytem Bugu. Dziś z powodu nie przystosowania do żeglugi, Bug znaczenia nie posiada.

Drogi wodne Pojezierza Mazurskiego, powstałe z wielkich jezior połączonych krótkimi kanałami oraz kanał Warmiński przystosowany dla niewielkich statków, posiadają znaczenie lokalne.

Na zakończenie wspomnieć należy o drogach wodnych wybrzeża; należą do nich droga wodna Wisła — Nogat — Zalew Świeży i drogi wodne delty Wisły: Leniwka i Wisła Elblądzka. Są to odcinki dostępne dla większych statków (kilkuset tonowych).

Współpraca dróg wodnych z portami morskimi.

Po tej pobieżnej charakterystyce dróg wodnych Europy przechodzę do omówienia ich roli w pracy portów morskich.

Już z tego krótkiego przeglądu widać, że rola dróg wodnych śródlądowych jest bardzo poważna: głównym zadaniem ich jest łączenie — obok sieci kolejowych — okręgów przemysłowych, surowcowych i leśnych z portami morskimi. Poza tym stanowią one w wielu wypadkach jakby przedłużenie szlaków morskich w głąb lądów, dostępne dla mniejszych statków morskich.

To spowodowało, że najstarsze porty morskie były z reguły zakładane w ujściach rzek.

W drugiej połowie ubiegłego stulecia zjawiała się na arenie kolej, która dzięki swym walorom przejęła większość transportów.

Trudności, jakie powstały w związku ze wzrostem transportów kolejowych, wymagających wielkich obszarów portowych na pobudowanie stacji przeładunkowych, rozrządowych itp. skłoniło państwa morskie do szukania rozwiązania sprawy drogą rozbudowy dróg wodnych śródlądowych w myśl hasła: „Polityka budowy dróg wodnych winna być polityką portów morskich”.

Nasza polityka komunikacyjna nie poszła po tej linii; obecna współpraca dróg wodnych z portami morskimi wygląda bardzo skromnie.

Jak kształtować się będzie współpraca portów z drogami wodnymi w przyszłości.

O ile chodzi o Gdańsk, to w wyniku wspomnianego już wyżej wiekowego zaniedbania Wisły, nie

przewiduje się rychło radykalniejszej zmiany dzisiejszego stanu.

Natomiast Szczecin może być w dość poważnym stopniu w niedługim czasie zasilany drogą wodną Odry. Zostały już uruchomione wykonane na stocznich holenderskich 22 nowoczesne holowniki, niezależnie od remontu we własnym zakresie wydobytych z wody wraków i budowy nowych obiektów.

Na podstawie umowy z Polską, Czechosłowacją przerzuca poważny tonaż barek z Łaby na Odrę, rezygnując z portu w Hamburgu na rzecz portu w Szczecinie.

Perspektywa naszych transportów wodnych.

Jak wyglądają perspektywy rozwoju współpracy dróg wodnych z portami morskimi w miarę rozbudowy naszych dróg wodnych śródlądowych.

Dla zobrazowania zadań jakie oczekują nasze drogi wodne w miarę rozwoju życia gospodarczego kraju, przytoczę kilka cyfr opartych na założeniach Gospodarczego Planu Narodowego.

Z towarów masowych, których przewóz winien być skierowany na drogi wodne, wysuwa się na pierwsze miejsce węgiel. Zużycie wewnętrzne i eksport spodziewane są w ilości kilkudziesięciu milionów ton. Ze względu na bardzo nierównomierne zużycie węgla wewnątrz kraju i ograniczone możliwości dowozowe, na drogi wodne przypadnie nie więcej jak 5 miln. ton rocznie, reszta przypadnie na kolej.

Natomiast cały przewóz węgla eksportowego mógłby być skierowany na drogi wodne w kierunkach — przez nasze porty morskie — do Europy zachodniej i północnej, Odrą i Szprewą do Dem. Rep. Niemieckiej, do ZSRR.

Następnym towarem masowym byłoby drzewo, którego import, wobec wielkiego wyniszczenia naszego drzewostanu, przewiduje się przez szereg lat na kilka miln. t rocznie, z tego przez porty morskie przeszłoby 2/3, przez Brześć 1/3.

Z importowanych rud żelaznych i złomu przechodziłoby przez porty morskie 4/5, przez Brześć 1/5.

Z innych towarów z ruchu wewnętrznym do transportu drogami wodnymi przewiduje się: z Dolnego Śląska kamienie budowlane i drogowe, skalenie, gips, cement, z Górnego Śląska sztuczną benzynę, związki azotowe, wytwory przemysłu metalowego; ze Związku Radzieckiego spodziewać się można przewozu ropy naftowej, rud, soli potasowych i bawełny; z Niemiec soli potasowych; z Węgier i Rumunii ropy naftowej.

Przedstawione transporty dotyczą jedynie naszych własnych potrzeb gospodarczych, nie obejmują natomiast towarów, które przechodzić będą tranzytem.

Wielkość tego tranzytu trudno dzisiaj określić, jednak należy liczyć się z tym, że przed wojną przez obecne porty polskie szło 2,3 miln. t tranzytu

środkowo - europejskiego, głównie czechosłowackiego. W 1911 r. obrót towarowy między Rosją a Niemcami wynosił 35 miln. t (wywóz 22 miln. t, przywóz 13 miln. t).

Powyższe cyfry wskazują, że Polska w tranzycie drogami wodnymi odegra poważną rolę.

Jeżeli nawet w naszych dalszych obliczeniach wielkości obrotów towarowych nie uwzględnimy ruchu tranzytowego, będziemy mieli do przewiezienia w kierunku północnym około kilkudziesięciu miln. t.

Dla pokonania tych przewozów posiadamy dzisiaj zaledwie jedną drogę wodną — Odrę — i to z ograniczoną przelotnością, bowiem Wisła w dzisiejszym stanie nie odgrywa żadnej roli, trzecia droga wodna — kanał żeglugi Śląsk — Bydgoszcz — Gdańsk — nie wyszła jeszcze ze stadium projektu generalnego.

Podstawowy schemat rozbudowy polskich dróg wodnych.

Jednoczesne podjęcie rozbudowy wszystkich tych trzech arterii jest w naszych warunkach niemożliwe, należy więc ustalić ich kolejność.

Na plan pierwszy wysuwa się kanał żeglugi Śląsk — Bydgoszcz — Gdańsk, albowiem koszt jego jest znacznie niższy niż użeglowienie Wisły, niewiele przewyższa koszt przebudowy Odry dla zwiększenia jej przelotności, a wykonany być może w ciągu 6 — 8 lat.

Zdolność przepustowa kanału — wyniesie 9 miln. t z możliwością doprowadzenia do 15 miln. t rocznie.

Za budową tego kanału przemawiają jeszcze dalsze względy: łączy on najkrótszą, a zatem najekonomiczniejszą dla transportu, trasą dwa najważniejsze dla gospodarki kraju ośrodki — Górny Śląsk i porty delty Wisły; odległość tranzytowa Górny Śląsk (Kozłe) — Bałtyk kanałem wynosi bowiem 736 km, Odrą 752 km, Wisłą 985 km; przechodzi przez środkową część kraju, co przyczyni się do wyrównania stopnia zainwestowania poszczególnych jego części.

Na pierwsze miejsce w budowie i rozbudowie dróg wodnych wysuwa się jednak Wisła, ponieważ poszczególne jej odcinki wchodzi w skład wszystkich głównych projektowanych dróg wodnych, poza tym prócz komunikacji, z uporządkowaniem Wisły związany jest cały szereg czynników wielkiej dla gospodarstwa narodowego doniosłości, jak ochrona od powodzi, wykorzystanie energii wodno - elektrycznej, względy melioracyjne, zaopatrzenia przemysłu i ludności w wodę i inne.

Następną z kolei, bardzo żywotną dla naszych portów, będzie droga wodna Wschód — Zachód łącząca Wisłę i Bug z systemem wielkiego Dniepru, zespalać sieć wodną Europy Zachodniej z siecią wodną Związku Radzieckiego, Atlantyk z morzem Czarnym.

Urzeczywistnienie tego podstawowego schematu rozbudowy naszych dróg wodnych, które jest tylko kwestią czasu, — pozwoli naszym portom morskim odczuć te wszystkie dodatnie strony wykorzystania dróg wodnych, jako najtańszych arterii dowozowych dla transportów masowych zaplecza.

Inż. CZESŁAW STEPNOWSKI

Wisła w warszawskim zespole miejskim

Przy opracowywaniu planu urbanizacyjnego Warszawskiego Zespołu Miejskiego (WZM), obejmującego odcinek Wisły na długości ok. 80 km, zagadnienie tej rzeki, a w pierwszym rzędzie konieczność uporządkowania Wisły w obrębie odbudowującej się Warszawy staje się sprawą b. pilną. W oparciu o istniejącą naturalną sieć wodną tego regionu (Wisła—Bug—Narew) Autor wysuwa koncepcję Warszawskiego Węzła Wodnego, z wielkim portem na Żeraniu pod Warszawą na czele, który będzie spełniał rolę portu przemysłowego, przeładunkowego oraz zaopatrzeniowego dla stolicy i regionu Warszawy. Wisła na tym odcinku byłaby skanalizowana.

Wisła, której zlewnia zajmuje połowę obszaru Polski, w obecnym stanie nie jest wprzagnięta w wytwarzanie dóbr ekonomicznych, przeciwnie jest czynnikiem destrukcyjnym życia gospodarczego, wpływającym przede wszystkim z jej zmienności przepływu.

Dzięki przewidzianej w planie 6-letnim koncentracji koryta na odcinku poniżej Warszawy będziemy mieli ułatwiony spływ lodów i poprawioną głębokość tranzytową od Warszawy do ujścia do morza.

Niewątpliwie, dzięki tym zabiegom dokonane będzie duże dzieło, ale rzecze tej kategorii co Wisła nie mogą być stawiane tylko względy bezpieczeństwa. Uporządkowanie Wisły musi iść po linii maksymalizacji rzek, tj. wykorzystania jej właściwości dodatnich pod względem komunikacyjnym, energe-

tycznym, rolniczo-hodowlanym, sanitarnym i urbanistycznym, a środkiem prowadzącym do tego celu jest kanalizacja Wisły.

Na podstawie przeprowadzonych badań i studiów ustalono co następuje:

- właściwości przyrodzone Wisły pozwalają na uwzględnienie na niej około 40 stopni wodnych;
- ogólna moc siłowni wodnych na stopniach wyniesie około 600.000 kW (przy 1.200.000 kW mocy instalowanej), produkcja zaś — 15.250.000.000 kWh rocznie (dwa razy tyle co Dnieprostroj);
- stopnie wodne nie tylko nie przyniosą szkody żegludze, lecz przeciwnie umożliwią bez trudności otrzymanie głębokości tranzytowych 2,5 — 3,0 m, gdy tymczasem na Wiśle swobod-

nie płynącej przy dodatkowej regulacji jej koryta na małą wodę w najlepszym razie można się spodziewać głębokości 2,0 m przy stanach niskich na odcinku środkowej i dolnej Wisły;

- ogólny koszt budowy kanalizacji Wisły wyniesie około 1.500.000.000 zł wg cen z 1939 r. (z czego 800.000.000 zł koszty budowy śluz i jazów, a 700.000.000 zł budowa siłowni wodnych); koszt własny produkcji prądu wraz z 4% oprocentowaniem kapitału i jego amortyzacją w ciągu 60 lat wyniesie około 2,3 gr/kWh (wg cen 1939 r.).

Do niedawna istniał pogląd, że kanalizacji rzeki nie można pogodzić z zagospodarowaniem doliny rzeki pod względem rolniczo-hodowlanym.

Przy kanalizacji rzeki, podnosząc zwierciadło wody w rzece, podwyższa się poziom wód gruntowych, co z kolei pociąga za sobą rozbudowę urządzeń odwodniających, jak rowów, drenów i stacji pomp dla wód gruntowych i powierzchniowych doliny.

Poniesione koszty na skutek odwodnienia doliny bynajmniej nie są stracone, gdyż w polskich warunkach klimatycznych prace melioracyjne są dwulinowe. Na wiosnę rolnictwo dąży do szybkiego usunięcia z pól i łąk nadmiaru wilgoci (siecią kanałów odwodniających) w okresie letnim odwodnione wiosną użytki zielone wymagają nawodnienia, dla których zbiornikiem wodnym jest rzeka skanalizowana i urządzenia odwodniające stają się nawodniającymi.

W miarę rozwoju gospodarstw rolniczo-hodowlanych w dolinie Wisły zapotrzebowanie na wodę będzie coraz większe a Wisła na całej swej długości stanie się zbiornikiem wody dla celów rolniczych.

W planach urbanizacyjnych Warszawskiego Zespołu Miejskiego, Wisła na odcinku Góra Kalwaria — Zakroczym, stanowi ważny akcent wodny, w szczególności uporządkowanie odcinka w obrębie odbudowującej się Warszawy staje się sprawą pilną.

W chwili obecnej wśród hydrotechników polskich pogląd na uporządkowanie Wisły środkowej jest podzielony. Jedni chcieliby ją widzieć uregulowaną, drudzy — skanalizowaną.

Regulacja Wisły środkowej żadnych niespodzianek pod względem technicznym nam nie da, ale i korzyści otrzymane ograniczą się do zabezpieczenia przed wymywaniem brzegów, polepszenia przepływu wielkich wód i zwiększenia nieco głębokości tranzytowych. Kanalizacja jej, pozwoli nam wprząc energię wód Wisły w pomnażanie dóbr ekonomicznych kraju w dziedzinie rolnictwa, przemysłu (energetyki), zapewni dostateczne z góry założone głębokości tranzytowe i umożliwi wykorzystanie płaszczyzn wody dla celów urbanistycznych.

Wprawdzie praca pierwszego jazu może nam sprawić pewne niespodzianki, chociażby w postaci osadzenia rumowiska. Wg prof. Dębskiego z przeprowadzonych obliczeń w 1939 r. dla jazu pod Bie-

lanami w cofce jazu zostanie stracone materiału unoszonego 955.000 m³, a wleczonego 66.000 m³.

Przy obecnym rozwoju mechanizacji wybagrowanie 1 miliona m³ piasku nie jest problemem nierozwiązalnym, tym bardziej, że część tego rumowiska może być wykorzystana jako cenny materiał budowlany.

Przewidziana w planie 6-letnim częściowa kanalizacja górnej Wisły da nam dostateczną ilość bezpośrednich doświadczeń, które wykorzystamy na Wiśle środkowej, bez potrzeby zachowania kolejności budowy stopni wodnych na całej długości rzeki, gdyż kanalizacja Wisły w obrębie Warszawskiego Zespołu Miejskiego (WZM) z uwagi na potrzeby urbanistyczne będzie mogła być przeprowadzona szybciej.

Projekt koncepcyjny przewiduje w obrębie WZM 4 stopnie wodne.

W sąsiedztwie Warszawy, po uporządkowaniu rzeki Narwi i Biebrzy, powstanie poważny węzeł wodny ze skrzyżowaniem z rzeką Bugiem, przyszłej magistrali transeuropejskiej oraz połączenie tej ostatniej z drogą wodną Wisły. Samo jednak miasto Warszawa leżałoby właściwie na uboczu tego węzła i zarówno miasto jak i przemysł podstoleczny miałyby poważne trudności w czerpaniu zysków z istnienia dróg wodnych. Cały tranzyt wschód—zachód omijałby zupełnie stolicę, bądź też byłby do niej doprowadzany odcinkiem Wisły od Modlina do Warszawy.. Tak samo połączenie z drogą północno-wschodnią (Narew, Biebrza, Kanał Augustowski) byłoby niepomiarne wydłużone przez konieczność objazdu wideł Wisły i Bugu przez Modlin.

Centralnym punktem Warszawskiego Węzła Wodnego stanie się wielki port handlowo-przemysłowy na prawym brzegu rzeki. Port ten o stałym poziomie wody, a więc nie wymagający kosztownych nadbrzeży i urządzeń przeładunkowych, połączony będzie z jednej strony przez śluzę z Wisłą, a z drugiej strony przez stosunkowo krótki kanał (18 km) z Bugiem, przy czym przez wybudowanie jazu na Bugu wody tej rzeki zostaną spiętrzone do poziomu wody w porcie, tak że żegluga między tym portem a górnym stanowiskiem Bugu i Narwi odbywać się będzie bez śluzowania obiektów.

Po wybudowaniu stopnia kanalizacyjnego na Wiśle poziom wody w Wiśle zostanie również doprowadzony do poziomu portu, tak że śluza portowa będzie czynna tylko w krótkich okresach przyborów na Wiśle, przewyższających poziom spiętrzenia na jazie, poza tym zaś cała żegluga między Wisłą a Bugiem odbywać się będzie bez śluzowania.

Samo miejsce pod budowę portu wybrane zostało w miejscu, w którym rozpoczęte zostały jeszcze po I wojnie światowej roboty ziemne, co pozwoli na pewne oszczędności w wykopach. Miejsce to wybrane jest ponadto w taki sposób, że połączenie rejonu Warszawy z Bugiem jest w tym

miejscu najkrótsze, zaś trasa kanału przebiega przez najniższe punkty okolicy, co sprawia, że kanał będzie miał również znaczenie melioracyjne dla odwodnienia doliny otaczającej Pragę.

Ponadto podkreślić należy fakt, że kanał przebiega przez tereny przeznaczone pod planową zabudowę przemysłową. Czynniki te bezwzględnie wpłynęły na budowę tego rejonu, umożliwiając fabrykom umieszczenie się tuż nad wodą i pozwalając na pełne wykorzystanie transportu wodnego z czterech magistralnych kierunków (Wisła górna, dolna, Narew i Bug).

Inaczej mówiąc można się spodziewać, że w przyszłości cała trasa kanału stanie się jednym wielkim portem przemysłowym dla ulokowanych wzdłuż kanału fabryk, podczas, gdy projektowany port o stałym poziomie przejmie funkcje handlowe portu przeładunkowego i zaopatrzeniowego dla Warszawy i rejonu warszawskiego.

Jako naturalne zakończenie kanału od strony Bugu powstanie na tej rzece pokazny zbiornik,

zamknięty od dołu jazem, siłownią i śluzą, zaś z boków ograniczony rzeźbą terenu. Przy stałym poziomie wody w zbiorniku brzegi jeziora zamieniają się bez wątpienia w podstołeczny rejon wypoczynkowy i siedzibę sportów wodnych, w dodatku połączone z Wisłą doskonałą drogą wodną.

Pobudowana przy jazie siłownia wodna, wyzyskująca wody Bugu i Narwi, stworzy poważną rezerwę energetyczną dla Warszawy, niezależną od ewentualnych przerw w dostawie węgla, a przede wszystkim odciążając Warszawę od dostawy tego węgla.

Jak widać z powyższego, koncepcja Warszawskiego Węzła Wodnego wynika tak logicznie z geograficzno-gospodarczego układu centralnej Polski i zapewnia tyle różnorodnych korzyści, że należy ją uważać za jedną z inwestycji kapitałnych, wyciskających piętno na całokształcie gospodarki rejonu warszawskiego.

Inż. ZBIGNIEW PIETRUSZEWSKI

Gotowe elementy żelbetowe w robotach regulacyjnych

W niniejszym artykule Autor porusza sprawę zastosowania gotowych elementów żelbetowych w robotach regulacyjnych na rzekach żeglownych oraz przy zabudowie potoków górskich. Spostrzeżenia poniższe opierają się na robotach wykonanych przede wszystkim za granicą.

Użycie betonu czy też żelbetu przy robotach wodnych spotykało się stale z pewnym uprzedzeniem, twierdzono bowiem, że beton jest zbyt kosztowny, a umocnienia z niego mało elastyczne.

Przed wszystkim chciałbym zwrócić uwagę na budowę regulacyjną na rzekach żeglownych, więc na rzekach o charakterze nizinnym, gdzie siła poruszająca jest bardzo mała. Jednym z ważnych momentów na rzekach żeglownych jest wytworzenie odpowiedniego przekroju, przez wybudowanie kierownicy. Dotąd stosowane kierownice były wykonywane z materiałów faszynowych, przy bardzo dużym nakładzie finansowym. Wad tych w dużym stopniu można uniknąć, stosując do robót wodnych gotowe elementy żelbetowe, łącząc je z materiałami dotychczas stosowanymi jak faszyna, piasek, kamień itp.

Kierownice żelbetowe, ułożone w korycie, wpływają na takie rozłożenie się szybkości płynącej wody w przekroju poprzecznym, że wzdłuż kierownicy i na polach przybrzeżnych odkładać się będzie stale rumowisko i zawiesiny, zaś na przestrzeni pomiędzy kierownicami, gdzie szybkość płynącej wody jest większa, rumowisko będzie unoszone w dół, nie tworząc mielizn i usypisk, a tym samym kształtować się będzie użyteczny profil żeglowny.

Ażurowe kierownice, przeplatane faszyną, wpływają na scementowanie się z czasem rumowiska z betonem kierownicy w jedną masę, która ukształ-

tuje brzeg profilu żeglownego. Beton jako materiał użyty do konstrukcji kierownicy tego typu:

- pozwala na formowanie budowli ażurowej, silnej, stosunkowo ciężkiej a przy tym trwałej;
- pozwala na proste rozwiązanie konstrukcji przy skromnym użyciu materiału doprowadzającego, jak żelazo i cement i dogodnym wykorzystaniu materiału miejscowego, jak piasek i żwir z rzeki;
- wykonanie jej może być dokonane bez udziału wykwalifikowanych pracowników;
- kierownica jest zupełnie elastyczna, złożona z poszczególnych elementów, przez co łatwo dostosowuje się do zmian w układzie pionowym koryta;
- przez oplecenie elementów kierownicy czyni się ją odporną na uderzenia, a również chroni się przedmioty uderzające.

Kierownica składa się z poszczególnych elementów, tzw. „koziółków“, które z kolei składają się z poszczególnych jarzm żelbetowych. Jarzmo takiego „koziółka“ składa się z 5 pali wachlarzowo ustawionych, o długości zależnej od głębokości koryta i rzędnej linii zamarzania wody w okresie zimowym. Listwy łączące poszczególne jarzma posiadają zakładki, które zachodzą na jarzma, powodując ich usztywnienie i utrzymywanie się w płaszczyźnie pionowej. Listwy te są tak umieszczane, że sprzęgają szereg elementów ze sobą w jeden

Jarzmo żelbetowe posiada znaczny ciężar, co może spowodować jego osiadanie na dnie piaszczy-



Zważywszy, że koziółek w kierownicach podłużnych musi wykazywać wielką sztywność, zastosowano przekrój pali trójkątny, o wymiarach podanych na rysunku. Inne wymiary są również widoczne z rysunku. Ustawianie koziółków nie przedstawia większych trudności, zwłaszcza w okresie niskich stanów wody.

Jednym z takich typów jest typ Massey'a (rys. 2), który składa się z trzech rodzajów belek żelbetowych (belki wykonuje się z betonu o wytrzymałości 250 kg/cm^2), dyli licowych, dyli zapleczych i belki poprzecznej łączącej lico z zapleczem. Gdy



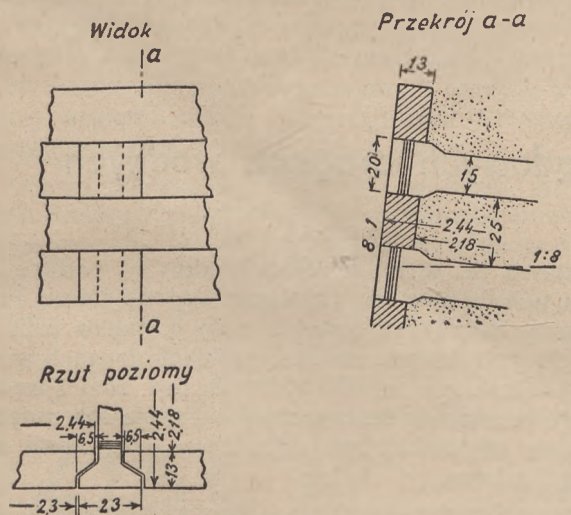
142

Długość ściągiaczy wynosi 1,80 — 3 m, wysokość przekroju 0,13 m, szerokość normalna poprzeczki 0,20 m, skrajnych zaś 0,25 m. Pionowe występy głów w dół i w górę po 6 cm, tak że całość wysokości głowy ściągiacza była $6 + 13 + 6 = 25$ cm. Grubość występu 10 cm, szerokość zaś taka jak całej poprzeczki. Objętość żelbetu ściągiacza normalnego wynosiła $0,05 - 0,08$ m³, skrajnego zaś $0,06 - 0,096$ m³. Ciężar 1 szt. wahał się od 120 do 130 kg.

Celem uzyskania gładkiej ściany wykonuje się dyle licowe o wysokości 28 cm, przez co otrzymuje się zupełnie jednolitą ścianę. Objętość dyli licowych tejże odmiany wynosiła od $0,055$ do $0,143$ m³ i ciężar od 130 do 140 kg.

Ze względu na osiadanie przerywano ciągłość kaszyc co 12 pól. Obok szczeliny dylatacyjnej wkłada się ściągiacze o szerokości 25 cm, jako elementy skrajne 2 sąsiednich odcinków.

Osiadanie nie odgrywa większej roli przy budowie tego typu kaszyc w wypadku, gdy grunt jest jednorodny. Cały układ, jako złożony ze stosunkowo krótkich elementów, jest przecież podatny i dostosuje się w każdym miejscu do małych zmian nośności gruntu.

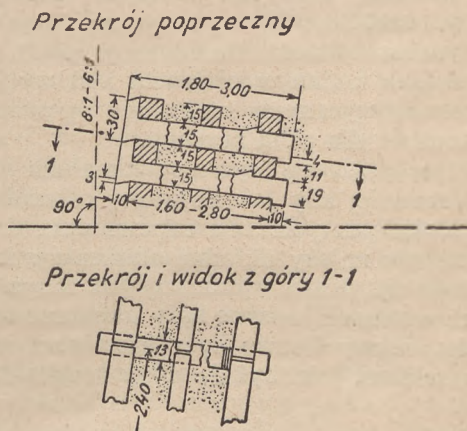


Rys. 3.

Jak widać z rys. 3 inną odmianą są kaszycy o gładkich i pełnych licach ścian. Belki poprzeczne mają również kształt rozciągniętej litery H, ułożonej poziomo, a zatem inaczej niż w typie Massey'a. Dyle zapleczne, jak i licowe są tu jednakowo wykonane i opierają się o poziome głowy ściągiaczy, tworząc z nimi pewnego rodzaju styk na zakładkę. Warstwy są związane ze sobą tylko poziomo. Typ na rys. 3 byłby najlepszy do budowy korpusu progów kaszyc na rzekach górskich. Wypad zostałby wykonany z dyliny drewnianej na pilotach drewnianych, ale tylko w wypadku, gdy poszczególne progi byłyby budowane w pewnym systemie tworząc całość zamkniętą dla siebie. Dyle ścienne mają długość 2,44 m, wysokość 20 cm, grubość zaś 13 cm. Ściągiacze są 15 cm wysokie i 10 cm grube. Głowy poprzeczne na tych ściągiaczach mają wysokość 20 cm, równą wysokości dyli ściennych. Poziomo

ma szerokość głów od strony lica wynosi 23 cm. Obustronne oparcie dyli o głowy wynosi po 6,5 cm. Objętość żelbetu w dylach jest $0,062$ m³, a waga dyli okrągło około 150 kg. Objętość żelbetu ściągiacza wynosi $0,04$ m³, a waga ich wynosi do 100 kg.

Trzeci system (rys. 4) różni się od poprzedniego typu tym, że belki poprzeczne mają kształt litery L, o wydłużonym poziomym ramieniu. Wysokość ich wynosiła 15 cm, szerokość zaś 13 cm. Głowy poprzeczek tych ściągiaczy wystają przed lico ściany i mają występ ku górze 15 cm wysoki.



Rys. 4.

O występ ten z boku opierają się dyle licowe, drugi koniec ściągiaczy opatrzone jest pewnego rodzaju hakiem skierowanym w dół, który przytrzymuje z góry dyle zapleczne niższej warstwy. Ponadto wykonano na górnej powierzchni belki poprzecznej mały występ, o który opiera się dolna krawędź dyli zapleczych od strony wnętrza kaszycy. Końce głów od strony czoła spoczywają na sobie ukośnymi płaszczyznami i tworzą w lico ściany nieprzerwane, pionowe i gładkie występy. Przy długości ściągiaczy 1,80 — 3,0 m podpira się je w środku dodatkowymi belkami żelbetowymi o wysokości takiej, jaką mają dyle ściennie o szerokości do 12 cm.

* * *

Bardzo często stosowano też budowę kaszyc jako ruszt z jednego tylko rodzaju belek żelbetowych. Przekrój ich jest 15×20 cm, długość 2 m. Wszystkie końce belek posiadają otwory, przez które przewleka się bolce stalowe i zalewa zaprawą. Elementy układu się parami, na przemian podłużne i poprzeczne, łączy z sobą i od razu wypełnia powstające komory.

Za granicą wykonano przy pomocy kaszyc bardzo poważne budowle, których długość przekraczała w poszczególnych wypadkach po kilka kilometrów, a wysokość dochodziła do 8 m. Zastosowano je przy budowie bulwarów rzecznych, jako mury podporowe przy budowie autostrad i linii kolejowych.

Poszczególne belki żelbetowe muszą otrzymać uzbrojenie i wymiary odpowiednie do działających sił. Ściany licowe otrzymywały zwykle nachylenie 6 : 1 do 8 : 1. Cały zespół kaszycowy rozszerza się w dół przez stosowanie coraz to dłuższych belek

poprzecznych. Przy budowie kaszyc tego typu przekonano się, iż bardzo rzadko zachodziła potrzeba specjalnego fundowania, gdyż kaszyce żelbetowe trzymają się dobrze nawet na takim gruncie, na którym pod pełny mur konieczny był piętaz. Przy zastosowaniu kaszyc żelbetowych do murów podporowych, a więc nie przy robotach wodnych, zalecano wierzchnią warstwę gruntu na głębokość do 1 m, dno wyrównywano, kładziono nań 20 — 30 cm grubą warstwę tłucznia lub żwiru w celu odwodnienia stopy kaszycowej i na tak przygotowanym podłożu układano kaszyce żelbetowe. W miarę wznoszenia się kaszyc wypełniano je przepuszczalnym materiałem; nie używano nigdy gliny, gdyż na skutek zmian w objętości pod wpływem opadów atmosferycznych może ona spowodować ruchy szkodliwe dla całej budowy.

Materiał w poszczególnych przedziałach kaszyc ubijano starannie, aby jak najmniej osiadał i nie tworzył miejsc pustych. Dla zapewnienia dokładnego ubicia nie należy układać elementów kaszyc wyżej niż 60 cm ponad wykonany już zasyp. Przy budowlach wodnych kaszyce były układane wprost na podłożu, ściany licowe były szczelne i wypełnione materiałem jaki był do dyspozycji na miej-

scu, układanie belek zasadniczo prowadzono ręcznie.

Po wykonaniu całego szeregu budowli z powyższych kaszyc, okazało się, że osiąga się wiele korzyści w porównaniu do budowy pełnych i ciężkich murów z kamienia lub betonu, a mianowicie:

- koszt jest niższy o 25 — 40%;
- bardzo łatwy sposób fundowania, a przy zastosowaniu jako murów podporowych bardzo łatwe odwodnienie nasypu;
- szybkość i łatwość wykonania i oddania budowli do użytku, gdyż nie potrzeba wykwalifikowanej robocizny ani specjalnych narzędzi;
- łatwość rozbiórki kaszycy bez straty materiału, który można użyć w innym miejscu bez dalszej obróbki.

Na zakończenie podam, że przy budowie jednej z wielkich linii kolejowych za granicą, po przeprowadzeniu szczegółowej kalkulacji, wykonano zamiast pełnego muru kaszycę żelbetową. Koszt pełnego muru oceniono na 25.660.000 zł, podczas gdy koszt kaszycy wyniósł tylko 15.860.000 zł; zaoszczędzono zatem kwotę 9.800.000 zł, co stanowiło 38% kosztów budowy pełnego muru.

Dr ALFRED KOCHAŃSKI

Ustawa o żegludze i spławie na śródlądowych drogach wodnych

W systemie prawa wodnego obowiązującego w Polsce, główne miejsce zajmuje Ustawa wodna, wydana przed prawie 30 laty, będąca w przeważającej części połączeniem pruskiej i austriackiej ustawy wodnej, poza tym w systemie tym obok wspomnianej tu Ustawy wodnej, obowiązują nadal liczne ustawy i rozporządzenia, tak państw zaborczych jak i polskie, regulujące zagadnienia wodne, które mimo swej liczności są i niejasne i wielokrotnie nawet sprzeczne.

Przeobrażenia ustrojowe naszego Państwa i zmiany społeczno-gospodarcze wykazują dobitnie przestarzałość tendencji, poglądów oraz oceny stosunków prawnych, wyrażonych w obowiązującym dotąd systemie prawa wodnego i uzasadniają w pełni konieczność i pilność wprowadzenia radykalnych zmian.

Prace w kierunku kodyfikacji nowego prawa wodnego w Polsce zostały już zapoczątkowane, atoli w pierwszym rzędzie i na pierwszym miejscu stało zagadnienie unormowania niektórych stosunków prawnych, wynikających z postępującego zagospodarowania Wisły i Odry i stale wzrastającymi przewozami na tych rzekach.

Wyrazem pilności tego zagadnienia a zarazem pierwszym aktem ustawodawczym, który niezawodnie przejęty zostanie w systemie nowego prawa wodnego, jest Ustawa z dnia 7 marca 1950 r. o żegludze i spławie na śródlądowych drogach wodnych, ogłoszona w Dzienniku Ustaw Rzeczypospolitej Polskiej z dnia 30 marca 1950 r., Nr 10, pozycja 108.

Ustawa ta, w myśl założeń powyżej podkreślonych, uchyla moc obowiązującą rozporządzenia Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 6 marca 1928 r. o żegludze i spławie na śródlądowych drogach wodnych (Dz. U.R.P. z 1928 r. Nr 29, poz. 266) i wprowadza zamknięte tematycznie definicje lub pojęcia prawne, odpowiadające aktualnym potrzebom żeglugi i spławu.

Trzy pierwsze artykuły Ustawy konstruują zasadnicze pojęcia śródlądowej drogi wodnej, statku żeglugi śródlądowej w ogólności i polskiego statku żeglugi śródlądowej w szczególności oraz tratwę.

Związła, niemniej wyczerpująca konstrukcja pojęcia śródlądowej drogi wodnej, kładzie kres wątpliwościom wykładni tegoż pojęcia, dotychczas możliwym i spotykanym, zaś pojęcie statku żeglugi śródlądowej przez taksatywne wyszczególnienie znamion względnie celu, jakim służą, staje się pojęciem zamykającym jego tematykę.

W ten sposób jakakolwiek dowolność w ujmowaniu obu tych pojęć, czy też ich dalsza wykładnia staje się i niemożliwą i zbędną.

Oдноśnie tratwę niema różnic w dotychczasowym i nowym ujęciu.

Wyliczając taksatywnie statki, które uznaje za polskie, Ustawa wprowadza obowiązek wpisu do rejestru administracyjnego polskich statków żeglugi śródlądowej, wszystkich statków (za wyjątkiem wojskowych i morskich), będących tak własnością Państwa, jak i polskich osób fizycznych i prawnych.

O ile jednak statki, będące własnością polskich osób fizycznych lub prawnych, wpisane są do rejestru zagranicznego, natenczas obowiązkowi wpisu do rejestru administracyjnego polskich statków żegluga śródlądowej nie podlegają.

Wszystkie statki polskie posiadać muszą patenty statkowe. Tratwy posiadać muszą dokumenty podróży. Wszystkie osoby kierujące statkiem posiadać muszą patenty żeglarskie, a osoby kierujące ratwą — patenty retmańskie.

Od obowiązku posiadania patentów statkowych wolne są statki wojskowe i morskie, zaś od obowiązku posiadania patentów żeglarskich wolni są kierownicy statków wojskowych i morskich oraz statków sportowych i rybackich oraz innych statków, bez napędu mechanicznego lub nawet posiadających silnik niewbudowany na stałe, jeżeli powierzchni tych statków sportowych, rybackich i innych nie przekracza 20 m².

Nowością, którą wprowadza Ustawa, jest zasada koncesjonowania zarobkowego i zawodowego przewozu osób lub towarów statkami żegluga śródlądowej na śródlądowych drogach wodnych (art. 11 ust. 1).

Ta zasada koncesjonowania przewozów odpowiada potrzebom budowy fundamentów socjalizmu w Polsce i likwiduje kapitalistyczną „wolność używania wód publicznych do żegluga i spławu przez każdego“, wyrażoną w art. 27 (1) ustawy wodnej z 1922 r. a recepuowaną w uchylonym obecnie w powyżej wspomnianym rozporządzeniu Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 6 marca 1928 r.

Poza tą faktyczną likwidacją „wolności żegluga przez każdego“, wprowadzeniem koncesjonowania przewozów następuje i formalna likwidacja tejże

„wolności“ przepisem art. 19 ustawy, skreślającym w tym przestarzałym art. 27 (1) ustawy wodnej wyrazy „przez każdego“.

W ten sposób sprzeczność zachodząca pomiędzy nową ustawą o żegludze i spławie na śródlądowych drogach wodnych z dnia 7 marca 1950 r., a obowiązującą jeszcze Ustawą wodną z 1922 r. odnośnie żegluga i spławu, została usunięta.

Obowiązek uzyskania koncesji dla zarobkowego i zawodowego przewozu osób lub towarów statkami żegluga śródlądowej nie odnosi się do państwowych przedsiębiorstw żeglugowych.

W przedmiocie postanowień karnych za wykroczenia przeciw przepisom Ustawy przewidziane są między innymi doraźne mandaty karne, do nakładania których uprawnione są organy władzy żeglugowej, co jest niezawodnie celowe, z uwagi na ciągłe zmiany miejsca pobytu załóg obiektów pływających.

Ustawa z dnia 7 marca 1950 r. posiada w założeniu swym charakter ramowy, co jest dowodem zrozumienia nie tylko aktualnych potrzeb prac i aktów ustawodawczych, lecz także dowodem przewidywania nowych potrzeb ustawodawczych, podążających w ślad za realizacją planu 6-letniego. Ten ramowy charakter Ustawy uwypuklony został upoważnieniem udzielonym Ministrowi Komunikacji, jako głównemu wykonawcy Ustawy, do wydawania rozporządzeń bądź w porozumieniu z Przewodniczącym Państwowej Komisji Planowania Gospodarczego, bądź z zainteresowanymi Ministrami, w zależności od narastających potrzeb, co w wysokim stopniu przyczyni się do tak koniecznego zaktualizowania przepisów normujących dotąd cały szereg niezyciowych instytucyj z zakresu gospodarstwa wodnego w Polsce.

DZIAŁ IV — MELIORACJE

Inż. JÓZEF PROŃCZUK

Łąki i pastwiska na tle melioracji i zagospodarowania*)

Melioracje wykonane na użytkach zielonych nie mogą ograniczać się jedynie do technicznego rozwiązania a wymagają uzupełnienia — zagospodarowania łąki i pastwiska. To uzupełnienie nie może iść w kierunku doraźnych jednorazowych efektów, ale trwałych. Tak urządzenia wodno-melioracyjne, jak i łąka wzgl. pastwisko wymagają stałej opieki i pielęgnacji. Zagospodarowanie użytków zielonych wymaga powiązania się z całością zagadnień rolniczych kraju, z rzeczywistymi warunkami i możliwościami rozwoju gospodarstwa rolnego i okolicy. Dla powiązania zagadnień melioracyjno-łaskarskich musimy zdawać sobie sprawę ze znaczenia łąki i pastwiska w statyce organicznej i reżymie pokarmowym gleby, w ekonomice i biologii w zakresie żywienia inwentarza. W naszych warunkach inwentarz jest ilościowo nakarmiony, nie otrzymuje jednak wartości odżywczych do zaspokojenia głodu biologicznego, brak jest dostatecznej ilości białka. Krowy mogą dawać u nas dwa razy więcej mleka, jeśli nasze zabiegi melioracyjne i łaskarskie na użytkach zielonych podniosą zasobność paszy w składniki odżywcze, jeśli pasza będzie należycie konserwowana i użytkowana.

*) Referat wygłoszony na V Walnym Zjeździe Delegatów Oddziałów Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych R. P. w Warszawie, w dniu 14.IV.50 r.

Tak się złożyło, że meliorator zjawił się na łące wcześniej niż łąkarz. Na długo przed powstaniem fachu łąkarskiego meliorowaliśmy pola, a z nich schodziliśmy na teren łąki i pastwiska w przekonaniu, że tak jak na polu wniesiemy wielkie i pozytywne wartości.

Wchodziliśmy na te tereny jako technicy melioracyjni i patrzyliśmy na tę robotę od strony technicznej, wzory zaś czerpaliśmy głównie z pola, bośmy od pola meliorację — jako zagadnienie rolnicze rozpoczęli.

I rzecz niespodziewana. Spotykając się z powszechnym aplauzem dla naszych prac w polu, na łące — natrafialiśmy na niechęć zainteresowanych. Wzrasta ona z postępem prac. Z dojściem do świadomości i odczuciem rezultatów wykonanej „melioracji“, u chłopą użytkownika rodził się sprzeciw, w wyniku którego nie jeden meliorator został przywitany przez gromadę bynajmniej nie chlebem i solą, kiedy rozpoczynał pracę na obiekcie służącym za trawokos lub paśnik dla inwentarza.

Zwaliwszy zjawisko niechęci i sprzeciwu na karb zacofania wsi, robiliśmy i robimy owe zabiegi dalej. Ten tak zwany „niewłaściwy stosunek“ rolnika do melioracji zwrócił jednak uwagę na jedną istotną stronę zagadnienia. Zorientował, że melioracja na łące nie jest ulepszeniem sama w sobie, lecz jest dopiero wstępem do ulepszenia i że tego dalszego ulepszenia ani melioracja, ani wieś we własnym zakresie nie są w stanie dokonać. Ujemny na razie efekt gospodarczy i utyskiwanie każe poszukiwać wsi wyjścia z sytuacji. Konieczność zaangażowania dodatkowej wiedzy oraz środków i techniki zrodziło łąkarza i stawia go przed gotowym problemem uzupełniania awangardowej pracy melioratora.

Łąkarz wyrasta z inżyniera czy technika rolnika, któremu podano lub który sam sięgnął i przyswoił wzory techniki łąkarskiej, zaczerpnięte przeważnie ze wzorów zachodnich.

Jesteśmy świadkami powstawania nowej specjalności, wnoszącej do zagadnienia znowu technikę — tym razem łąkarską.

Od tej chwili szybkim krokiem za melioratorem podąża łąkarz. Nadażyć oczywiście nie może, bo melioracja ma już rozmach, gdy łąkarstwo wychodzi dopiero z powijaków. Meliorator przynagla tego niedorostka do szybkiego marszu, ale widząc, że ten i tak nie nadaży, zabiera się i łąki przez siebie zmelirowane zaoruje lub nawozi sam.

Rysując dosyć lapidarnie historię melioracji łąk i w ogóle łąkarstwa, wydaje mi się, że nie krzywdzę tym nikogo. Melioratorzy wykazywali i wykazują dużo dobrej woli w kierunku robienia łąki i pastwiska lepszym niż były one i są. Jako technicy wykazują oni duże zamiłowanie do zawodu i dużą inercję w ulepszeniu techniki.

Łąkarz — jako technik — zrobił co mógł i zrobił jak mógł najlepiej w ramach własnego zrozumienia i własnej umiejętności.

Meliorator domaga się uzupełnienia swojej pracy, gdyż meliorację traktuje jako technikę i poza nią na razie nie wyszedł. Pragnie on uzupełnienia w tej części zagadnienia, gdzie kończy się technika, a zaczyna rolnictwo ze swoją stroną techniczną, a nade wszystko ekonomiczną.

O ile łąkarstwo można wydzielić jako dziedzinę wiedzy, o tyle niesposób łąki i pastwiska wydzielić z całokształtu rolnictwa jako zagadnienia gospodarczego. W utożsamianiu wiedzy z zagadnieniem gospodarowania tkwi bardzo poważne niebezpieczeństwo, którego na razie nie spostrzegamy z racji zbyt małych rozmiarów łąk i pastwisk zagospodarowanych. Uzupełnienia potrzebuje nie tylko meliorator, ale i łąkarz-technolog. Wyknanie melioracji na dowolnie obranym obiekcie w uzależnieniu jedynie od ukształtowania terenu, gleby i stosunków wodnych oraz założenie łąki w oparciu o te melioracje na zasadzie dowolnie obranych metod technicznych, spotyka się często z określeniem „sztuka dla sztuki“.

Zagospodarowana bowiem w ten sposób łąka zostaje stworzona w pogoni za doraźnym efektem, który najbardziej fascynuje wykonawców, inspektorów, wycieczkowiczów i chłopą, który jej na razie do swojego gospodarstwa „nie przymierzył“. Blask zachwyty z czasem jednak błednie i to najszybciej w oczach użytkownika, który otrzymawszy zaoraną i zasianą łąkę przekonuje się niebawem, że cud ten wymaga środków i zabiegów, najczęściej przekraczających jego własne możliwości. Z łada powodów zaniedbana w pielęgnowaniu i nawożeniu łąka marnieje, a ukazujący się po tym fakcie efekt melioracji nie dorównuje stanowi naturalnemu onej łąki sprzed lat. Prawdy tej nie potrzebuję dowodzić, bo dowiodła nam ją wojna i niedociągnięcia powojenne.

Znowu winę regresji przypisuje się zaniedbaniu łąki przez chłopą, jak ongiś przypisywano mu tępotę w pojmowaniu potrzeb dobrodziejstw melioracji. Powiada się: „Zaniedbał, efekty były wspaniałe — 80 q z ha, ale cóż — nienawożona“. Innym razem przyczynę zwała się na przesuszenie terenu lub zestarzenie się łąki. W większości wypadków tkwi w tym dużo racji i prawdy. Prawda jednak nie zwraca chłopu tej kopki siana, którą zbierał przed melioracją bez żadnych nakładów, a której dziś z takich czy innych przyczyn zebrać nie może.

Po takim przedstawieniu sprawy nie chciałbym, aby mnie zrozumiano jako abnegata postępu rolniczego. Potrzeby postępu bowiem nie neguję, a przez podkreślenie wartości zbiorów z łąki „dzikiej“ — naturalnej chcę wskazać na fakt, że my, melioratorzy i łąkarze, nie zaczynamy od zera, lecz wchodzimy w któreś miejsce łańcucha wiążącego dawne z dzisiejszym i przyszłym oraz technikę z sensem ekonomicznym gospodarowania.

Zgadzamy się, że musi istnieć wszędzie postęp, musi on też istnieć w dobywaniu wartości rolniczych z przyrody, która nas otacza. Ale postęp i przewrót, to nie zawsze to samo. W gospodarce łąkowo-pastwiskowej sposobem opisanym robimy przewrót, ale nie robimy postępu, skoro wciąż wracamy albo na to samo miejsce, albo nieco dalej — wstecz.

Tymczasem postęp jest możliwy istotnie, a prowadzi on:

- przez powiązanie naszych prac z całością zagadnień rolniczych,
- przez nałożenie tych prac na rzeczywiste warunki gospodarstwa rolnego i okolicy,

— przez stadia rozwojowe, które muszą istnieć zawsze i wszędzie, gdzie mamy do czynienia z żywą przyrodą.

* * *

Dla powiązania zagadnień melioracyjno-łaskarskich z całością zagadnień rolniczych musimy zdać sobie sprawę z trzech rzeczy:

- znaczenia łąki i pastwiska w statyce organicznej i reżymie pokarmowym gleb,
- znaczenia ekonomicznego łąki i pastwiska jako podstaw wyżywienia inwentarza,
- znaczenia biologicznego jakie ten teren przedstawia w żywieniu zwierząt.

Pozostawiając sprawę dostrojenia łąki i pastwiska do warunków gospodarstwa i sprawę stadiów rozwojowych do późniejszego omówienia, zajmę się na razie oświetleniem trzech wysuniętych wyżej zagadnień:

Znaczenie łąki i pastwiska w statyce organicznej i reżymie pokarmowym gleb.

Rozprawiając się z dawnymi teoriami absorpcji gleby Wiliams wygłasza następujące twierdzenie (dosłownie): „Jedynym stanem, jaki nie pozwala związkowi mineralnemu rozpuszczać się w wodzie — jest stan żywej materii organicznej“. Na tej podstawie wprowadza on zasadę kumulacji związków odżywczych równoległe z gromadzeniem się materii organicznej w wierzchniej warstwie gleby, zasadę warunkującą powstanie pełnej gleby z rozłożonej skały i powstania jej urodzajności. „Przyswojone z gleby elementy popielne i azot odkłada roślina w syntetyzowanej przez siebie materii organicznej“ — mówi Wiliams dalej. I to dopiero (stwierdzenie Autora — przyp. Red.) w połączeniu z mikroflorą gleby i zdolnością rozkładu tej materii daje pełnię gleby zdolnej absorbować i udzielać pokarmu kultywowanym przez człowieka roślinom.

Dla tej też przyczyny w glebie musi istnieć pewne optimum materii organicznej. Spadanie tego optimum jest równoznaczne ze spadaniem urodzajności gleby, podnoszenie się — podnosi urodzajność. Gleby naszego klimatu niesłychanie szybko spalają materię organiczną pod wpływem uprawy mechanicznej. Dodatni bilans organiczny poza wysoce kulturalnymi użytkami w polu wykazują jedynie bagna, tereny zadarnione i las.

Niemożliwość, a raczej niesłuszność przenoszenia materii organicznej z lasu na pola stawia go w tym względzie na uboczu. Bagna, łąki i pastwiska są natomiast źródłem, z którego uzupełniamy spaloną coraz szybciej próchnicę naszych gleb uprawnych.

Analizując dane Janikowskiego, zebrane w jego pracach oraz spostrzeżenia i dane zebrane przeze mnie, odnośnie związku obsady inwentarza (jako producenta nawozu) ze sposobem użytkowania ziemi przez rolnika, doszedłem do zanotowania następującego faktu. Rolnik pod pługiem ma zawsze taki obszar pola, jaki zdolny jest nawieźć pełną dawką obornika co czwarty rok. Wahania przy tym są nieduże: od trzech do pięciu lat i to zależnie od gleby i zmienności klimatu. Pozostały obszar, to łąka i pastwisko, na którym przyrasta masa orga-

niczna, bądź nieużytek, który jeśli nie produkuje, to przynajmniej masy tej nie spala w tym stopniu co pole.

Ustala się się w ten sposób dwie strony bilansu organicznego:

po stronie przychodowej po stronie rozchodowej

- | | |
|--|------------------------|
| a) bagna, | |
| b) pastwiska i łąki, | pola orne z uprawą |
| c) przemienne | rok rocznie zbieranych |
| użytki pastewne, | plonów. |
| d) kultury przeznaczane na przyoranie. | |

Strona przychodowa świadczy na rzecz pół przynajmniej połowę przyrośniętej i sprzątniętej w okresie rocznym suchej masy organicznej (połowę bowiem snła inwentarz jako składniki odżywcze parz). Ilość ta jest ekwiwalentem spalonej masy organicznej w glebie. Jeśli nie wchodzi ona na pole, to powrót li tylko zbiorów z pola, przy niskim szczeblu rozwoju gospodarstwa, w postaci obornika i ściółów prowadzi do degradacji gleby. Rolnik jak na manometrze odczuwa ten stan przez coraz niżej wyniki swojej pracy. Dochodzi wreszcie do tego, że albo porzuca część roli na rzecz prymitywnego pastwiska, czy łąki, albo urabia ręce po łokcie bez widocznych rezultatów. I „system Wiliamsa“ jest właśnie rękojmnią utrzymania statyki organicznej, głównie tam wszędzie, gdzie nie ma terenów naturalnych produkujących próchnicę.

Obszar strony przychodowej w stosunku do rozchodowej jest zmienny — wynosi on w naszych obecnych warunkach ponad 30%. Zmiany jednak in minus nastąpić mogą bezkarnie tylko ze znacznym wzrostem plonów, to znaczy z przesuwaniem się gospodarstw do wyższych szczebli rozwoju. A to trwa lata. Zamieniając część tego obszaru, nie licząc się z rozwojem ekonomicznym gospodarstwa, na użytek wymagający nawożenia organicznego, to znaczy, przenosząc go z jednej na drugą stronę bilansu, zmuszamy rolnika do zamiany części pola na użytek, który może być przeniesiony do strony przychodowej.

Nie można pominąć jeszcze jednej roli łąk, pastwisk i bagien w naszych warunkach. Są one z reguły miejscem kumulacji wpływów przeorywanej pługiem zlewni. Zlewnia ta w widoczny lub niewidoczny sposób eroduje. Jeśli produktów tych bądź jako soli rozpuszczalnych, bądź jako zawiesiny nie zatrzyma łąka, czy bagno — „jadą“ one do morza i odkładają się, bądź żywią rybę, która w żadnym razie nie powetuje nam tych strat. Chodzi tu o rzeczy wielkie — takie jak sama gleba; ogromne ilości potasu, azotu, fosforu i wapna oraz mikroelementy, które wędrują bezpowrotnie, pozostawiając chorobę Bazedowa, anemię, próchnicę zębów i cały szereg zbadanych i niezbadanych niedomagań.

Osuszona łąka czy bagno zachowuje się tak samo jak zlewnia uprawna. Wyjeżdżają z niej fosforany i azot, a po spalaniu się darni, spala się cała czynna część masy organicznej, pozostawiając w reszcie ligninę jako substrat do życia actinomyces,

wytwarzających antybiotyki wywracające między innymi cały normalny układ mikrobiologiczny gleby organicznej.

Dla zobrazowania jak to wygląda w liczbach pozwolę sobie przytoczyć następujący przykład.

Na torfowisku Czemerne, na podstawie badań dra Świętochowskiego, rozkład torfu po jego osuszeniu postępował tak szybko, że na jedną dobę na 1 hektarze wytwarzało się 2 do 3 kg azotu w azotach, który — jeśli nie pobierały go rośliny — wędrował z torfowiska bezpowrotnie. Dla wytworzenia tej ilości azotu musi się na dobę spalić ± 100 kg najczystszej w danej chwili masy organicznej. W przeliczeniu rocznym na obiekcie o obszarze 1 ha stwarza to ubytek 18 ton próchnicy w przeliczeniu na suchą masę i 360 do 540 kg czystego azotu, nie licząc fosforu, wapnia i innych makro- i mikroelementów. Na 100 hektarach — 1.800 ton suchej masy próchnicy (12 wagonów) i 36 do 54 ton czystego azotu, czyli 202 do 310 ton saletry. Spróbujmy przeliczyć te wartości na wszystkie obiekty, z których wypuściliśmy wodę i które leżą do dziś niezagospodarowane.

Znaczenie ekonomiczne łąki i pastwiska.

Znaczenie ekonomiczne łąki i pastwiska w naszych warunkach jest ogromne, nawet pomijając wartości podane wyżej. Jeśli po takich strasznych przejściach wojennych nie brakuje nam dzisiaj i nie brakowało w najcięższych chwilach żadanego minimum mleka, czy mięsa jako białka zwierzęcego, to niewątpliwie mamy to do zawdzięczenia w głównej mierze obszarowi łąk i pastwisk, które dają nawet wtedy, gdy im się nic nie daje. Już wielokrotnie tereny te były, a są w pewnej mierze i teraz rozrusznikiem naszej hodowli. Zniszczony chłop, zniszczone gospodarstwo nie rozpoczyna od kapusty pastewnej, a rozpoczyna od wygonu i łąki, która mu przechowuje pierwszego cielaka, lub która mu go nawet kupuje.

Gdybyśmy chcieli w przybliżeniu wyszacować dzisiejszą wartość naszych łąk i pastwisk, to wynosi ona mimo niskich plonów i niedbałego sprzętu tyle co pełne utrzymanie prawie dwóch milionów krów z produkcją ponad 2,5 miliarda litrów mleka rocznie.

Teren ten daje pełne nawożenie obornikiem 400.000 hektarów i to zawsze w takiej sytuacji, w której zrujnowane gospodarstwo nie miałoby na czym posadzić metra ziemniaków, czy innej okopowizny. Potencjał tego obszaru jest naprawdę olbrzymi, zważywszy, że to co zbieramy obecnie jest mniej niż 1/3 tego, co możemy zebrać.

Gdybyśmy doprowadzili nasze łąki i pastwiska do średniej kultury, mogłyby one utrzymać całkowicie 8 milionów krów z udojem rocznym 16 miliardów litrów mleka. Są to liczby wzięte z założeń, że hektar łąki czy pastwiska da rocznie 400 kg czystego, strawnego białka z ha, i że krowa o wydajności 2.000 litrów mleka na byt i na produkcję potrzebuje 200 kg białka rocznie. Nie jest to utopia, jeśli się zważy, że bardzo dobre pastwisko potrafi dać 800 kg czystego, strawnego białka w sezonie z 1 ha. Wadliwa — wg dotychczasowych metod — kalku-

lacja siana i pastwiska — z przeliczaniem pastwiska na siano i wyceną go wg cen siana na rynku — zaciemnia wartość ekonomiczną tych pasz w dawkach żywieniowych. Zdając sobie jednak sprawę, że 2 do 3 kg trawy pastwiska, a 0,7 do 1 kg siana jako pasza produkcyjna daje 1 litr mleka, możemy dojść do wyceny właściwej.

Dla produkcji tej samej ilości mleka potrzeba 0,75 kg jęczmienia. Jęczmień — ziarno i słoma dają z hektara ± 160 kg czystego, strawnego białka, gdy przy mniejszym nakładzie pracy na łące czy pastwisku uzyskujemy 400 kg białka.

Białko zatem we własnej produkcji gospodarstwa na łące i pastwisku jest więcej niż o 50% tańsze od białka produkowanego w zbożach.

Znaczenie biologiczne łąki i pastwiska w żywieniu.

Nauka w żywieniu zwierząt zrobiła bardzo dużo. Napisano grube książki i zestawiono dawki — zdawałoby się — tak przewidujące wszystko, że przyroda nie zdolna jest tak wyczelować wszystkich szczegółów, jak to zrobił uczony i zootechnik.

Poprzez labirynt doświadczeń i po latach czasu wracamy dzisiaj do tego, że to co składa natura na pastwisku, czy łące jest jednak nie do zastąpienia.

Wracamy na łąkę i pastwisko, bo tam znajdujemy nie tylko składniki odżywcze w sensie białka, węglowodanów, tłuszczów, soli mineralnych, ale znajdujemy też wszystkie witaminy i mikroelementy.

Kiedy się okazało, że jakość składników odżywczych takich, jak białko, węglowodany, tłuszcze itp. ma równe, a nieraz i większe znaczenie niż ich ilość, — na łąkę i pastwisko zaczynamy patrzeć jako na źródło wszechstronnych składników o najwyższej wartości odżywczej.

Możemy mówić o tym, że 1 kg jęczmienia może zastąpić 1,25 kg owsa, że 1 kg wyczanki zastąpi 1 kg bobiecanki, że wyka na zielono zastąpi ileś tam kg koniczyny na zielono, — nie możemy jednak powiedzieć, że na długą metę pasze te zastąpią całkowicie dobre siano, a tym bardziej pastwisko.

Żywimy wprawdzie inwentarz bez siana i bez pastwiska, ale nie możemy się pochwalić, że żywienie takie buduje nam hodowlę. Trudno powiedzieć, czy akurat bezpłodność, zwyrodnienia i niedomogi inwentarza hodowlanego posiadają swoje źródło w braku siana i pastwiska, ale nie możemy zaprzeczyć, że przypadków tych jest coraz więcej i to tym więcej, im mniej naturalnego siana i mniej naturalnego pastwiska.

W wyniku postępu i rozwoju techniki łąka zaczyna dostarczać nie tylko siana. Dzięki kiszonkarstwu dostarczać ona może również paszy soczystej w formie kiszonek i paszy treściwej w formie kołacza, czy mąki sianowej. Mechanicznie suszone i zamienione na mąkę (sprasowaną lub nie) siano zaczyna we wszystkich krajach świata dostarczać paszy dającej w 1 kg więcej białka, niż najlepsze otręby pszenne, stając się paszą podstawową i produkcyjną dla koni i bydła, a nadto paszą dla świń i drobiu.

Wszystkie powyższe wywody mają zastosowanie w odniesieniu do łąki, czy pastwiska pojętego jako użytek pastewny. A użytek pastewny pojmuję jako teren służący za podstawę wyżywienia konkretnego inwentarza w konkretnym gospodarstwie rolnym na miejscu. W takim ujęciu łąkę obliczoną na plantację siana na sprzedaż i wywóz z gospodarstwa traktuję jako plantację przemysłową, o której tu mówić nie będę, bo to jest inne zagadnienie.

Z likwidacją wojska na koniach i z konnymi taborami skończyła się łąka przemysłowa w dotychczasowej formie. Przerzuty siana nie wychodzą, a jeśli wychodzą, to źle i dla strony, która wysyła i dla strony, która odbiera, a jeszcze gorzej dla P.K.P.

Redyki owiec w obecnym ujęciu są rzeczą nową i nie umiemy na razie powiedzieć, jak będzie wyglądało przemysłowe pastwisko.

Rozpatrując łąkę i pastwisko pod kątem melioracji i zagospodarowania w skonkretyzowanym ujęciu użytku pastewnego, musimy pamiętać, że robimy to wszystko dla inwentarza na karmę i dla gospodarstwa rolnego z myślą o produkcji zwierzęcej.

Robienie melioracji dla zatrudnienia bezrobotnych, a łąki dla łatania niedomogów melioracji zdarzało się przed wojną. Dzisiaj ani sensu, ani miejsca na takie roboty nie ma.

Z myślą o konieczności nakarmienia głodnego inwentarza musimy wejrzeć, jak kształtuje się na terenie kraju zagadnienie zwierzęce.

Plony łąk i pastwisk u nas i gdzie indziej w Europie zużytkowuje głównie bydło. Bydło będzie z całego szeregu przyczyn użytkowało te tereny w Polsce nadal. Między innymi i dlatego, że bydło zjada 66% jednostek karmowych i ponad tę ilość wszystkiego spasanego w kraju białka; koń, świnia i kura żywione są głównie płodami rolnymi z pola; rozwój ogólnej hodowli idzie poprzez bydło i bazuje na bydło.

Nasze bydło — to krowa mleczna i jej przychówek. Pod względem nasilenia bydlęm poszczególne województwa układają się w sposób następujący:

- | | |
|----------------|-----------------------|
| 1) Poznańskie | 8) Pomorskie |
| 2) Lubelskie | 9) Wrocławskie |
| 3) Łódzkie | 10) Śląsko-Dąbrowskie |
| 4) Warszawskie | 11) Białostockie |
| 5) Krakowskie | 12) Szczecińskie |
| 6) Rzeszowskie | 13) Gdańskie |
| 7) Kieleckie | 14) Olsztyńskie. |

Może obecnie nastąpiły już drobne przesunięcia, ponieważ korzystałem z danych 1946 roku, nie mniej jednak nie zmienia to zasadniczego obrazu wytworzonego naturalną tendencją terenu.

Pod względem niedożywiania bydła (jak wynika z zebranych przeze mnie danych), począwszy od najgorszych, taka oto jest kolejność poszczególnych województw:

- | | |
|-----------------|------------------------|
| 1) Białostockie | 7) Lubelskie |
| 2) Rzeszowskie | 8) Olsztyńskie |
| 3) Warszawskie | 9) Wrocławskie |
| 4) Kieleckie | 10) Gdańskie |
| 5) Łódzkie | 11) Śląsko-Dąbrowskie. |
| 6) Krakowskie | |

Biorąc te dwie cechy łącznie, największa potrzeba poprawy łąk i pastwisk istniałaby w następującej kolejności województw:

- | | |
|-----------------|----------------------|
| 1) Warszawskie | 6) Wrocławskie |
| 2) Łódzkie | 7) Śląsko-Dąbrowskie |
| 3) Lubelskie | 8) Olsztyńskie |
| 4) Kieleckie | 9) Gdańskie. |
| 5) Białostockie | |

(Brak tu woj. poznańskiego, pomorskiego i szczecińskiego, co do których niestety nie posiadam w tej chwili gotowych danych).

Stawiając niedożywianie wśród warunków, których nie należy neglizować przy skierowywaniu uwagi na zagadnienie poprawy łąk i pastwisk, muszę wyjaśnić, na czym to niedożywianie polega. Otóż z reguły krowy są nakarmione. To znaczy tę ilość paszy, jaka potrzebna jest do wypełnienia przewodu pokarmowego i zaspokojenia fizycznego głodu, zwierzęta te otrzymują. Nie otrzymują jednak wartości odżywczych do zaspokojenia głodu biologicznego. Największe niedobory istnieją tu w białku. Braki innych składników, choć występują wcale nie sporadycznie, nie są tak rażące. Przyczyna niedożywienia leży w dwóch znanych wszystkim fachowcom żywieniowym faktach:

- przepustowości przewodu pokarmowego krowy w odniesieniu do danej sztuki i danej paszy, która z reguły jest wielkością stałą,
- niskiej zasobności posiadanych i skarmianych pasz.

Niezrozumienie tych faktów prowadzi do wciąż trwających nieporozumień. W pojęciu nieobeźnane z zasadami żywienia chłopa takie dziwo, że krowa jest najedzona, a chudnie i nie daje mleka — idzie na karb dopustu Bożego — niepowodzenia w hodowli. W pojęciu zaś wielu planistów jest to po prostu zaślepienie łąkarzy, zootechników i sympatyków tego zagadnienia, którzy nie widzą lub nie chcą widzieć tych obszarów łąk, pastwisk i tych wszystkich terenów zielonych, które przypadają na krowi łeb statystyczny.

„Jako” — powiadają — „twierdzenie, że na krowę wystarczy 0,5 ha terenu pastwiskowo-łąkowego, a gdy na każdą sztukę przypada tego terenu hektar, czy ponad hektar, to krowa jest niedożywiona”? „Sprzątnijcie tylko tę paszę i zużytkujcie. Przecież w szczecińskim, czy olsztyńskim leży i gnije siano, to sobie przewieźcie — zresztą róbcie, co chcecie, to już wasza rzecz”.

I dyskusja, która powinna doprowadzić do wspólnej akcji w zagadnieniu utreściwienia paszy, nawet z możliwością skurczenia obszaru poprzez dobór roślin, uprawę i nawożenie, kończy się na pozostawieniu obszaru niskoodżywczej paszy i zaplanowaniu wyższej wydajności mleka od sztuki.

Twierdziłem i twierdzę w tej chwili, że krowy nasze mogą dawać drugie tyle mleka co dają, ale nie przez szerokość obszaru pastwiskowego, a przez jego intensyfikację. Jak nie sposób poszerzyć przewodu pokarmowego zwierzęcia, tak nie sposób wydobyc większej wydajności przez zwiększenie ilości lichej paszy.

O co tu konkretnie chodzi? Chodzi tu o takie zabiegi wokół istniejących użytków, by zasobność

paszy w strawne białko podniosła się o tyle, aby w dawce paszy, jaką krowa otrzymuje znalazło się go $\pm 35\%$ więcej niż obecnie — bo takie są mniej więcej braki. Następnie chodzi o to, aby wciąż tę wartość stopniowo podnosić, podążając za rozwojem hodowli i wyższą wydajności.

Drogi po temu są następujące:

- podniesienie przez nawożenie mineralne procentu białka i innych składników w tych roślinach, które już rosną na łące i pastwisku lub są uprawiane w polu;
- podniesienie procentowości składników odżywczych przez wprowadzenie do runi zielonej lepszych, bardziej zasobnych w te składniki roślin;
- należyta konserwacja paszy;
- należyte jej użytkowanie.

Oto rzeczywiste warunki, w których się obracamy i na które winniśmy nakładać prace melioracyjno-łaskarskie.

Wspomniałem o stadiach rozwojowych, bo uważam, że muszą one być zachowane również w tego rodzaju pracy, jak poprawa łąk i pastwisk, jeżeli istotnie chcemy liczyć na powodzenie i trwałe rezultaty.

Rozwój rolnictwa trwa latami. Latami idzie postęp w wydajności zwierząt. Jeżeli prymitywne jest całe gospodarstwo i dostosowane do tej całości prymitywny inwentarz, to nie zakładajmy tam superkulturalnej łąki, czy pastwiska, bo ten inwentarz za taki użytek nie zapłaci, a gospodarstwo go nie utrzyma. Nie jest też wyjściem obok prymitywu prowadzić dużym wysiłkiem kulturalne łąki i pastwiska dla podsumowywania i wykazywania, że przecież osiągnęliśmy cel, bo białka w skali krajowej mamy dosyć.

Nic po takim białku, jeśli spożyje je i odda w nawozie krowa prymitywna, przy jednoczesnym głodzie biologicznym wysoko-wydajnej krowy, pozostającej wciąż na paszy prymitywnej gdzie indziej.

Dla nakarmienia zwierząt i dzwigania wydajności potrzebna jest pasza wszędzie, ale zbyteczna jest na razie wszędzie najwyższa forma omawianych użytków.

W pierwszym stadium użytek pastewny, a w tym wypadku łąka i pastwisko musi być dostosowane do wydajności inwentarza i możliwości gospodarstwa. Obojętnie, czy jest nim gospodarstwo państwowe, spółdzielcze, czy indywidualne. I do tego należy dostosować system melioracji i system zagospodarowania.

W stadiach następnych użytki te drogą uzupełniania melioracji i intensyfikacji winny być stopniowo podnoszone aż do najwyższej wydajności. Skala w tej mierze jest ogromna. Czas trudny do ustalania, ponieważ rozwój gospodarstw idzie różnym tempem. W najlepszym razie może to być okres lat kilkunastu, w gorszym — kilku dziesiątek lat.

W wyniku tego wszystkiego nasuwają się następujące wnioski:

- żeby nie wybierać obiektów do melioracji i zagospodarowania palcem na mapie, a planować te rzeczy w oparciu o zdanie gospodarza, który ma z tego korzystać i użytki te utrzymywać; w planowaniu zaś tych rzeczy w skali krajowej opierać się o takiego planistę, który zna rolnictwo i zna prawa ekonomiczne, rządzące tą dziedziną gospodarki krajowej;
- żeby przez meliorację łąk uchwycić możliwie to wszystko, co dobrego traci zlewnia z racji gospodarki polowej, a co często przy należytym rozwiązaniu może dać więcej niż gospodarowanie narzędziami i sztucznym nawozem;
- żeby nie pozwalać na spadek istniejących pól do zera, do spalania się w osuszonym terenie masy organicznej i upustu składników pokarmowych i wody, bo przez dobór odpowiedniej metody melioracji i ściśle powiązanie melioracji z gospodarką łąkowo-pastwiskową możemy tego uniknąć;
- żeby, dobierając metodę gospodarowania na zmeliorowanym użytku, nie zapominać o przystosowaniu jej potrzeb paszowych i szczebla rozwoju gospodarczego wsi, gminy, powiatu itd.;
- żeby, zwracając uwagę na ilość paszy i składników odżywczych w jednostce tej paszy, nie zapominać o biologicznej wartości trawostanu, wpływającej z różnorodności i jakości komponentów, jakości gleby i jakości nawożenia;
- żeby nie dążyć do najwyższych efektów z miejsca, zapominając o tym, że nie najwyższe, ale najwłaściwsze dla danego miejsca i czasu rezultaty są najbardziej ekonomiczne i najbardziej trwałe.

Wszystko to niewątpliwie osiągniemy, jeżeli wyzbędziemy się przekonania, że zawsze i tylko my mamy rację, ponadto, jeśli zespolicmy swoją pracę nie tylko my, jako melioratorzy i łąkarze, ale zspolicmy ją z wysiłkami innych i dostroimy do ogólnego kierunku i rozwoju gospodarczego.

Inż. ANTONI OBUCHOWSKI

Progi a erozja dna

Zagadnienie poruszone przez Autora ma istotne znaczenie i wymaga naświetlenia zarówno od strony praktycznej, jak i teoretycznej. Znalezione najbardziej ekonomiczne rozwiązanie stosowania progów w regulowanych korytach dla uniknięcia erozji dna, pozwoli na zmniejszenie kosztów konserwacji i zapewnienie sprawnego działania urządzeń melioracyjnych. Autor omawia jedno z rozwiązań, które jego zdaniem — z punktu widzenia praktycznego — możliwe jest do zastosowania, ale wymaga zarówno teoretycznej, jak i doświadczalnej podbudowy i wysuwa możliwość innych rozwiązań.

Zdaniem naszym, przy poniższym rozwiązaniu nie uniknie się lokalnego zwiększenia spadku lustra wody przy stopniu, którego zasięg będzie nieduży i w granicach tego zasięgu należałoby odpowiednio ubezpieczyć dno i skarpy koryta. Poza tym odciążeniem zwiększonych spadów zw. w. — w górę cieku — wytworzy się cofka wklęsła, w obrębie której może wystąpić zjawisko zamulania dna w wypadkach, gdy ciek prowadzi namięty.

Niewątpliwie ten temat zainteresuje naszych czytelników i to zarówno praktyków, jak i naukowców.

R e d a k c j a

Przy projektowaniu dna rowów lub mniejszych rzek, gdy decydujemy się ze względu na słaby grunt na zmniejszenie spadku podłużnego, dajemy progi o koronie w poziomie dna. Między progami przyjmuje się spadek dopuszczalny dla danego rodzaju podłoża. Obserwacje na wykonanych w ten sposób regulacjach cieków wykazują dość często zjawisko pojawiania się erozji dennej powyżej stopni. Należałoby się zastanowić, czy i w jaki sposób możemy przy pomocy progów zabezpieczyć dno cieku przed erozją denną.

Rozmywanie dna i pogłębianie się koryta cieku występuje wtedy, gdy siła unoszenia jest dla danego rodzaju gruntu zbyt duża. Ogólnie stosuje się następujący wzór na siłę unoszenia:

$$S = 1.000 tJ \text{ kg/m}^2,$$

gdzie t jest to głębokość wody w metrach, a J spadek lustra wody.

Opierając się na ogólnym wzorze na przepływ: $Q = K \cdot F \cdot \sqrt{RJ}$, można określić, jak wpływa zmiana spadku zwierciadła wody J na zmianę głębokości wody przy danym przepływie.

Ponieważ $J = \frac{Q^2}{K^2 F^2 R}$, to przy zastosowaniu dwóch różnych spadów J dla tego samego przepływu Q , możemy określić stosunek

$$\frac{J_1}{J_2} = \frac{K_2^2 F_2^2 R_2}{K_1^2 F_1^2 R_1}$$

gdzie:

$$K = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

wg Kutter'a, $F = (b + nt) t$,

$$R = \frac{(b + nt) t}{b + \beta t},$$

przy czym:

b — szerokość dna w m,

t — głębokość wody w m,

$1:n$ — nachylenie skarp,

$\frac{\beta t}{2}$ — długość skarpy w przekroju poprzecznym,

m — współczynnik szorstkości, który w przeciętnych warunkach dla kanałów i rzek przyjmujemy równy 1,75.

Oznaczając $\frac{J_1}{J_2} = u$, $\frac{t_1}{t_2} = w$ i zakładając, że

$J_2 < J_1$ i $t_2 > t_1$, tj. $u > 1$ i $w > 1$, otrzymamy wyrażenie na u , podane na dole strony.

$$u = \frac{(b + nt_1 w)^4 \cdot t_1^4 w^4 (b + \beta t_1)^2 [m \sqrt{b + \beta t_1} + \sqrt{(b + nt_1) t_1}]^2 \cdot (b + \beta t_1 w)}{(b + \beta t_1 w)^2 \cdot (b + nt_1)^4 \cdot t_1^4 [m \sqrt{b + \beta t_1 w} + \sqrt{(b + nt_1 w) t_1 w}]^2 \cdot (b + \beta t_1)} =$$

$$= \frac{(b + nt_1 w)^4 \cdot (b + \beta t_1) \cdot [m \sqrt{b + \beta t_1} + \sqrt{(b + nt_1) t_1}]^2}{(b + nt_1)^4 \cdot (b + \beta t_1 w) \cdot [m \sqrt{b + \beta t_1 w} + \sqrt{(b + nt_1 w) t_1 w}]^2} \cdot w^4$$

Analizując to równanie, można dojść do wniosku, że w większości wypadków, stosowanych przy robotach wodno-melioracyjnych, gdy spadek lustra wody zostanie zmniejszony u -krotnie, głębokość t zwiększy się w -krotnie, przy czym

$$\sqrt[5]{u} < w < \sqrt[3]{u} \dots \dots \dots (1)$$

(przy założeniu, że $u > 1$).

Widać stąd, że przy znacznym zmniejszeniu spadku głębokość wody wzrośnie stosunkowo nieznacznie i tak np.:

przy $u = 2$	$1,15 < w < 1,26$, tj. $w \cong 1,20$
$u = 3$	$1,25 < w < 1,44$, tj. $w \cong 1,35$
$u = 4$	$1,32 < w < 1,59$, tj. $w \cong 1,45$
$u = 5$	$1,38 < w < 1,71$, tj. $w \cong 1,55$

Dla zmniejszenia więc siły unoszenia najbardziej celowym jest zmniejszenie spadku i dla danego przepływu im mniejszy będzie spadek, tym mniejsza będzie siła unoszenia, chociaż przy mniejszym spadku głębokość będzie większa.

W oparciu o wzór (1) można wyprowadzić, w jakim stosunku wpływa zmniejszenie spadku na obniżenie siły unoszenia. Niech z oznacza żadaną krotność zmniejszenia siły unoszenia:

$$\frac{S_1}{S_2} = z$$

Przy $S_1 > S_2$ mamy $z > 1$. Ponieważ $\frac{S_1}{S_2} = \frac{J_1 t_1}{J_2 t_2}$,

to uwzględniając wyżej wprowadzone oznaczenia, otrzymamy:

$$z = \frac{u}{w}, \text{ a stąd } w = \frac{u}{z}.$$

Na podstawie wzoru (1) możemy znaleźć następującą zależność:

$$\sqrt[5]{u} < \frac{u}{z} < \sqrt[3]{u}$$

Ponieważ $u > 1$ i $z > 1$, to tę zależność możemy w ten sposób przedstawić:

$$\sqrt[4]{z^5} < u < \sqrt{z^3} \dots \dots \dots (2)$$

Dla przykładu, gdy $z = 2$, mamy $2,38 < u < 2,83$.

A więc, żeby zmniejszyć siłę unoszenia dwukrotnie, należałoby spadek zmniejszyć ok. 2,6 razy.

Przy zmniejszeniu spadku projektowanego dna przy pomocy stopni należy pamiętać, że we wzorze na siłę unoszenia J oznacza spadek lustra wody a nie dna.

Po wykonaniu regulacji przy pomocy stopni następuje często wymywanie i pogłębianie się cieku

powyżej poszczególnych stopni, mimo że między stopniami zaprojektowano spadek dna dopuszczalny dla danego rodzaju gruntu i wydawałoby się, że erozja nie powinna nastąpić. Zanim przystąpimy do omówienia środków zaradczych, należałoby nasświetlić przyczynę tego zjawiska.

Przypuśćmy, że wzdłuż doliny o nachyleniu podłużnym J przebiega trasa projektowanego cieku, przy czym spadek ten jest zbyt duży i dla zmniejszenia go zaprojektowano szereg stopni, dając między nimi spadek dna dopuszczalny dla danego gruntu lub nawet mniejszy. Zastanówmy się teraz, jaki to będzie miało efekt.

Na każdym stopniu utworzy się przelew swobodny, względnie zatopiony, zależnie od wysokości progu i głębokości wody w korycie cieku poniżej stopnia. W obu tych wypadkach jednak „grubość” warstwy przelewu nad progiem będzie mniejsza niż głębokość wody w korycie powyżej stopnia. (Dla uniknięcia nieporozumień należy zaznaczyć, że pod grubością przelewu nad progiem rozumie się teoretyczną głębokość przelewu p , która w rzeczywistości występuje zwykle w odległości od $2p$ do $3p$ powyżej korony przelewu). Na skutek zmniejszenia się głębokości wody w miarę zbliżania się do progu następuje w korycie cieku stopniowe zwiększanie się spadku lustra wody, w konsekwencji siła unoszenia też będzie wzrastała i może pojawić się wymywanie dna. Po pewnym czasie dno, zaprojektowane początkowo na poziomie korony stopnia, uformuje się według linii przerywanej, przedstawionej na rys. 1.



Rys. 1.

O ile progi będą należycie zbudowane, pogłębienie to nie uszkodzi samych stopni, natomiast może spowodować zniszczenie umocnień u podstawy skarp i wywołać ich obrywanie się. Dopóki stopień nie ulegnie uszkodzeniu, erozja ta nie grozi całkowitym zniszczeniem regulacji, jednak jest niepożądana i może wywoływać szkody, wymagające kosztownych napraw. Przeciwdziałać temu można w różny sposób:

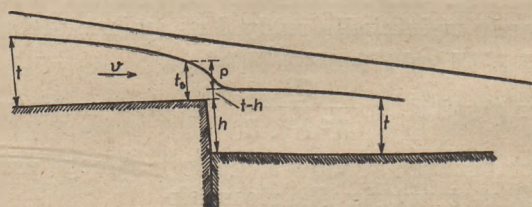
- przy wykonywaniu regulacji od razu przewidzieć pogłębienie dna powyżej progu, tj. koronę stopnia dawać powyżej dna górnego;
- umocnić dno na pewnej długości powyżej progu;
- starać się tak skonstruować stopień, aby grubość warstwy przelewu niewiele była mniejsza od głębokości wody w korycie przy ruchu jednostajnym.

Pierwszy sposób wymagałby zwiększonych robót ziemnych względnie, pozostawiając pogłębienie samej rzece, trzeba by było przewidzieć możliwości zmiany nachylenia się skarpy. W tym celu podstawą skarpy nie mogłyby być ani płotki ani kiszka, lecz coś w rodzaju narzutu z luźnych kamieni.

Drugi sposób jest kosztowny, gdyż zwiększenie siły unoszenia na skutek obniżenia lustra wody przy stopniu może działać daleko w górę od progu. Byłoby to, praktycznie biorąc, odległości 50—150 m i wykonanie umocnienia dna często byłoby kłopotliwe przy braku odpowiednich materiałów, jak fałszyna, kamień itp.

Najekonomiczniejszym wydaje się sposób trzeci, wystarczyłoby tu bowiem odpowiednie zwięźnienie szerokości przelewu, np. przez uformowanie zamiast progu otwartego, tj. o koronie dostosowanej do przekroju danego cieku, — stopnia o świetle prostokątnym lub trapezowym, lecz odpowiednio mniejszym od przekroju cieku, względnie przez inne rozwiązanie, powodujące zmniejszenie siły unoszenia powyżej progu.

Aby zorientować się bliżej w charakterze zagadnienia przytacza się poniższe rozważania w oparciu o wzory hydrauliczne.



Rys. 2.

Wzór na przepływ przez przelew zatopiony ma postać:

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2g} \cdot [(p+k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu_2 \sqrt{2g} \cdot (t-h) b \cdot \sqrt{p+k}$$

$$k = \frac{v^2}{2g}$$

Wartość współczynników można średnio przyjąć:

$$\mu_1 = 0,83 \quad \mu_2 = 0,62$$

wartość k zależy od szybkości dopływu v :

$v = 0,50$	$0,75$	$1,00$ m/sec
$k = 0,013$	$0,029$	$0,051$ m

Podstawiając wyżej podane współczynniki, otrzymamy:

$$Q = 2,45 b [(p+k)^{3/2} - k^{3/2}] + 2,74 b (t-h) \sqrt{p+k}$$

Jak się będzie układała grubość warstwy przelewu p zależnie od wysokości stopnia h ?

Zakładając stopień otwarty, tj. o koronie dostosowanej do przekroju cieku, o nachyleniu skarpy, które wynosi $1:n$, możemy przyjąć z pewnym przybliżeniem (rys. 3), że szerokość przelewu w części przekroju swobodnego przepływu wynosi:

$$b_p = b + 2n(t-h) + 0,8np,$$

zaś szerokość przelewu w części przekroju zatopionego:

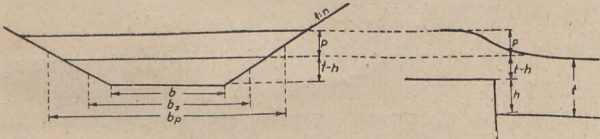
$$b_z = b + n(t-h),$$

stąd z pewnym przybliżeniem otrzymamy wzór na przepływ:

$$Q = 2,45 [b + 2n(t-h) + 0,8np] \cdot [(p+k)^{3/2} - k^{3/2}] + \\ + 2,74 [b + n(t-h)] \cdot (t-h) \sqrt{p+k}$$

oznaczając $\sqrt{p+k} = X$, otrzymamy:

$$Q = 2,45 [b + 2n(t-h) + 0,8n(X^2 - k)] \cdot (X^3 - k^{3/2}) + \\ + 2,74 [b + n(t-h)] \cdot (t-h) X.$$



Rys. 3.

Dla przykładu rozpatrzmy wypadek, gdy $b = 2$ m, $t = 1$ m, $J = 0,5\text{‰}$, nachylenie skarp $1 : 1\frac{1}{2}$, tj $n = 3/2$, wysokość stopnia $h = 0,6$ m, wtedy $t - h = 0,4$ m.

Z tablic Schewior'a otrzymamy, że przy tych wymiarach koryta, przy $t = 1$ m przy ruchu jednostajnym przepływie objętość wody $Q = 1,9$ m³/sek, a przyjmując, że napełnienie powyżej progu na skutek obniżenia na stopniu będzie wynosiło $0,6$ m, otrzymamy prędkość dopływową $v = 1,09$ m/sek, a stąd $k = 0,06$ m. Po podstawieniu otrzymamy:

$$1,9 = 2,45 [2 + 1,2 + 1,2(X^2 - 0,06)] \cdot (X^3 - 0,15) + \\ + 2,74 (2 + 0,6) 0,4 X = \\ = (7,67 + 1,2 X^2) \cdot (X^3 - 0,015) + 2,85 X.$$

Stąd drogą prób $X = 0,43$, a $p \cong 0,13$.

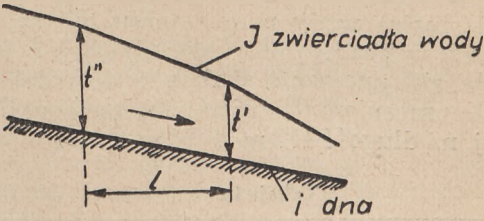
Głębokość wody w korycie powyżej stopnia będzie więc wynosiła:

$$t_s = t - h + p = 1 - 0,6 + 0,13 = 0,53 \text{ m}.$$

Obniżenie lustra wody powyżej stopnia i zmniejszenie głębokości musi wywołać zwiększenie spadku zwierciadła wody, gdyż przepływ wody jest stały. Dla zorientowania się, jak daleko będzie sięgał wpływ tego obniżenia przyjęto, że krzywa lustra wody składa się z odcinków o jednostajnym średnim nachyleniu, przy czym z tablic Schewior'a wyznaczono dla każdego danego spadku, przy założeniu stałej szerokości dna i stałego nachylenia skarp, odpowiednią głębokość dla danego przepływu. Dla każdego takiego odcinka znaleziono siłę unoszenia, a długość odcinka obliczono ze wzoru:

$$l = \frac{\Delta t \cdot 1000}{J - i_d}$$

gdzie i_d jest to spadek dna, a Δt różnica głębokości na skrajach odcinka. W danym wypadku $i_d = 0,5\text{‰}$.



Rys. 4.

- Obliczenia te ujęto w tabelę 1, gdzie podano:
- w rubr. 1 — spadki lustra wody,
 - „ 2 — głębokość wody przy danym spadku lustra wody (z tablic Schewior'a),
 - „ 3 — różnice głębokości,
 - „ 4 — różnice śr. spadku lustra wody i nachylenia dna ($J_{sr} - 0,5$),
 - „ 5 — odległość, na której następuje zmiana głębokości,
 - „ 6 — odległość od stopnia,
 - „ 7 — siłę unoszenia ($S = 1.000 \text{ tJ kg/m}^2$).

Tabela 1.

Spadek lustra wody $J\text{‰}$	Głębokość t m	Różnica głębokości Δt m	Różnica spadków $J_{sr} - i_d$	Długość odcinka m	Odległość od stopnia m	Siła unoszenia kg/m^2
1	2	3	4	5	6	7
0,5	1,0	0,04	0,05	800	1464	0,50
0,6	0,96	0,03	0,15	200	664	0,58
0,7	0,93	0,03	0,25	120	464	0,65
0,8	0,90	0,03	0,35	86	344	0,72
0,9	0,87	0,02	0,45	44	258	0,78
1,0	0,85	0,07	0,75	93	214	0,85
1,5	0,78	0,06	1,25	48	121	1,17
2,0	0,72	0,04	1,75	23	73	1,44
2,5	0,68	0,04	2,25	18	50	1,70
3,0	0,64	0,07	3,0	23	32	1,92
4,0	0,57	0,02	4,0	5	9	2,28
5,0	0,55	0,02	5,0	4	4	2,75
6,0	0,53				—	3,18

Jak wykazały doświadczenia przy sile unoszenia: $S = 0,6 - 0,7 \text{ kg/m}^2$, unoszony jest gruby piasek, $S = 1,25 \text{ kg/m}^2$, unoszony jest drobny żwir.

Przyjmując, że dla naszego przykładu maksymalna dopuszczalna siła unoszenia wynosi dla dna nieumocnionego $S = 1,25 \text{ kg/m}^2$, otrzymamy na podstawie tabeli 1, że na długości 107 m, licząc w górę stopnia, należałoby umocnić dno, gdyż siła unoszenia będzie tam większa od $1,25 \text{ kg/m}^2$, dochodząc do $3,18 \text{ kg/m}^2$, w pobliżu stopnia.

Widać z tego przykładu, że stopień wcale nie usunął niebezpieczeństwa erozji dna, i o ile powyżej progu dno zostałoby umocnione tylko na niewielkiej długości, jak to się zwykle robi, to należy oczekiwać wymywania i pogłębiania koryta w cieku conamniej na długości ok. 100 m powyżej stopnia.

Gdyby dla tego samego cieku dać stopień wyższy — ponad 1 m, tak aby przelew był swobodny, wtedy wysokość przelewu t_s , obliczona podobnie jak w poprzednim wypadku, wyniosłaby 0,39 m. Obniżenie lustra wody przy stopniu byłoby więc większe niż w poprzednim wypadku i jak widać z tabeli 1a, siła unoszenia wzrosłaby do 7,80 kg/m², a długość umocnienia dna należałoby przedłużyć o 24 m, tj. na długość 107 m + 24 m = 131 m.

Tabela 1a.

Spadek lustra wody $J_{\text{0/0}}$	Głębokość t m	Różnica głębokości Δt m	Różnica spadków $J_{sr} - i_d$	Długość odcinka m	Odległość od stopnia m	Siła unoszenia kg/m ²
1	2	3	4	5	6	7
4,0	0,57	0,02	4,0	5,0	24	2,28
5,0	0,55	0,02	5,0	4,0	19	2,75
6,0	0,53	0,02	6,0	3,5	15	3,18
7,0	0,51	0,01	7,0	1,5	11,5	3,57
8,0	0,50	0,04	8,5	5,0	10,0	4,00
10,0	0,46	0,04	12,0	3,0	5,0	4,60
15,0	0,42	0,03	17,0	2,0	2,0	6,30
20,0	0,39				—	7,80

Zbadajmy teraz, jak ułoży się lustro wody w wypadku, gdy przepływ będzie mniejszy i gdy głębokość wody przy ruchu jednostajnym w korycie przy spadku $J = 0,5^0_{\text{00}}$ będzie wynosiła 0,6 m.

Z tablic Schewior'a otrzymamy: $Q = 0,7$ m³/sek. Stosując wyżej podane współczynniki, otrzymamy dla przelewu swobodnego głębokość warstwy na stopniu:

$$p \cong 0,20 \text{ m.}$$

Dla danego przepływu 0,7 m³/sek i spadku podłużnego dna, tak jak poprzednio, ułożymy tabelę 2.

Tabela 2.

Spadek lustra wody $J_{\text{0/0}}$	Głębokość t m	Różnica głębokości Δt m	Różnica spadków $J_{sr} - i_d$	Długość odcinka m	Odległość od stopnia m	Siła unoszenia kg/m ²
1	2	3	4	5	6	7
0,5	0,60	0,03	0,05	600	1.041,0	0,30
0,6	0,57	0,02	0,15	133	1.442,0	0,34
0,7	0,55	0,02	0,25	80	309,0	0,38
0,8	0,53	0,02	0,35	57,0	229,0	0,42
0,9	0,51	0,02	0,45	45,0	172,0	0,46
1,0	0,49	0,04	0,75	53,0	127,0	0,49
1,5	0,45	0,03	1,25	24,0	74,0	0,68
2,0	0,42	0,02	1,75	11,0	50,0	0,84
2,5	0,40	0,02	2,0	10,0	39,0	1,00
3,0	0,38	0,03	3,0	10,0	29,0	1,14
4,0	0,35	0,02	4,0	5,0	19,0	1,40
5,0	0,33	0,02	5,0	4,0	14,0	1,65
6,0	0,31	0,01	6,0	1,5	10,0	1,86
7,0	0,30	0,01	7,0	1,5	8,5	2,10
8,0	0,29	0,01	8,0	1,5	7,0	2,32
9,0	0,28	0,01	9,0	1,0	5,5	2,52
10,0	0,27	0,03	12,0	2,5	4,5	2,70
15,0	0,24	0,02	17,0	1,0	2,0	3,60
20,0	0,22	0,02	24,5	1,0	1,0	4,40
30,0	0,20				—	6,00

Dopuszczalną siłę unoszenia należałoby dla wody mniejszej, jako dla stanu dłużej trwającego, przyjmując niższą niż uprzednio dla wody większej, rzadziej się zdarzającej. Jeżeli dla wody wyższej przyjęto $S = 1,25$ kg/m² to tu zakłada się jako dopuszczalne $S = 1,0$ kg/m². Jak widać z tabeli 2, należałoby umocnić dno powyżej progu przy dopuszczalnej sile unoszenia:

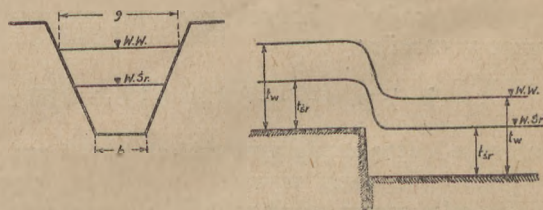
$$S = 1,25 \text{ kg/m}^2 \text{ na długości } 25,0 \text{ m,}$$

$$S = 1,00 \text{ kg/m}^2 \text{ na długości } 39,0 \text{ m.}$$

Reasumując wartości podane w tabelach, wynika, że przy tym samym przepływie siła unoszenia będzie tym większa, im wyższy jest stopień, natomiast przy tej samej wysokości stopnia wpływ obniżenia na progu będzie działał tym dalej, im większy będzie przepływ.

Jako jeden ze sposobów zmniejszenia siły unoszenia powyżej stopnia może być zastosowany taki typ progu, który powodowałby zwiększenie grubości warstwy przelewowej, a stąd zmniejszenie spadku lustra wody i co za tym idzie siły unoszenia powyżej stopnia. Takim typem progu może być np. przelew o świetle zwężonym, tak aby grubość przelewu na nim równa była głębokości wody przy ruchu jednostajnym w korycie. Dokładne teoretyczne obliczenia prowadziłyby do zbyt skomplikowanych wyliczeń. Wydaje się więc, że dla celów praktycznych wystarczyłoby przyjęcie kształtu trapezowego tak obliczonego, aby przy dwóch stanach wody, np. wodzie wielkiej oraz przy wodzie średniej, grubość warstwy przelewowej była równa odpowiedniej głębokości wody przy ruchu jednostajnym w korycie. Otrzymałoby się w ten sposób dwa równania, pozwalające na znalezienie dwóch niewiadomych, tj. szerokości dna oraz nachylenia boków.

Dla przykładu weźmy kanał wyżej podany, tj. o szerokości dna 2m, spadku podłużnym 0,5⁰/₀₀ oraz o wysokości stopnia 0,6 m i przyjmijmy jako wodę wielką $Q = 1,9$ m³/sek, przy $t = 1$ m, a jako wodę średnią $Q = 0,7$ m³/sek, przy $t = 0,6$ m. Jako wodę średnią przyjęto wodę o głębokości $t = t_{sr} = h$ (rys. 5), stan ten bowiem daje największą siłę unoszenia powyżej stopnia.



Rys. 5.

Przy wodzie średniej przelew będzie swobodny. Objętość przepływu określimy wzorem:

$$Q_{sr} = 2,45 (b + 0,8 n t_{sr}) \cdot [(t_{sr} + k)^{3/2} - k^{3/2}].$$

Przy napełnieniu $t_{sr} = 0,6$ m prędkość dopływowa będzie $v = 0,4$ m/sek, $k = 0,008$ m. Po podstawieniu do wzoru, otrzymamy:

$$0,7 = 2,45 (b + 0,48 n) \cdot (0,475 - 0,0007),$$

a stąd

$$b + 0,48 n = 0,6 \quad \dots \quad (I)$$

Przy wodzie wielkiej przelew będzie zatopiony:

$$Q_w = 2,45 [b + 2 (t_w - h) n + 0,8 np] \cdot [(p + k)^{3/2} - k^{3/2}] + 2,74 [b + (t_w - h) n] \cdot (t_w - h) \cdot \sqrt{p + k},$$

przy napełnieniu $t_w = 1,0$ m, prędkość dopływowa będzie $v = 0,54$ m/sek, $k = 0,015$ m. Po podstawieniu, otrzymamy:

$$1,9 = 2,45 (b + 0,8 n + 0,48 n) \cdot (0,481 - 0,006) + 2,74 (b + 0,4 n) 0,4 \cdot 0,785 = 2,02 b + 1,83 n,$$

$$\text{a stąd} \quad b + 0,91 n = 0,94 \quad \dots \quad (II)$$

Rozwiązując równania I i II, otrzyma się:

$$n = 0,79, \quad b = 0,22 \text{ m},$$

$$g = b + 2 t_w n = 0,22 + 2 \cdot 1 \cdot 0,79 = 1,80 \text{ m}.$$

Przelew o tak obliczonych wymiarach, tj. o szerokości dna 0,22 m i nachyleniu boków 1 : 0,79, będzie posiadał grubość warstwy przelewowej równą odpowiednim głębokościom wody t w korycie przy wodzie wielkiej i średniej, a przy stanach pośrednich, jak można sprawdzić obliczeniowo, będzie występowało nieznaczne podpiętrzenie (przy stanach niższych od średniego), względnie obniżenie lustra wody powyżej stopnia; będą to jednak wielkości nieznaczne, ok. 1,5 cm, a więc w granicach dokładności obliczeń.

Wyniki obliczeń zestawiono w poniższej tabeli.

Q	Głębokość w korycie t	Teoretyczna głębokość przed stopniem $t_s = t - h + p$	Spiętrzenie(+) Obniżenie(-) lustra wody
m ³ /sek	m	m	m
0,2	0,31	0,327	+ 0,017
0,4	0,45	0,464	+ 0,014
0,7	0,60	0,600	0,000
1,2	0,80	0,789	- 0,011
1,5	0,90	0,890	- 0,010
1,9	1,00	1,000	0,000
2,3	1,10	1,099	- 0,001

Oprócz tego sposobu możliwe są również i inne rozwiązania. Pozostawiając kształt progu otwarty,

tj. o nachyleniu boków równym nachyleniu skarp w cieku, można próbować zmniejszyć siłę unoszenia przez zwężenie, względnie rozszerzenie koryta cieku powyżej progu.

W wypadku zwężenia koryta szerokość przelewu na progu ulegnie zmniejszeniu, a stąd głębokość warstwy przelewowej wzrośnie. Dzięki mniejszej różnicy poziomów wody na przelewie i w korycie oraz wobec bardziej stromego spadku lustra wody, na skutek zwężonego koryta, zostanie skrócony odcinek, gdzie siła unoszenia jest większa od dopuszczalnej. Należy się tu jednak liczyć z pewnym podpiętrzeniem lustra wody na początku zwężenia koryta.

W wypadku natomiast rozszerzania dna w miarę zbliżania się do progu, można tak dobrać szerokość dna, aby iloczyn $J \cdot t$ był stały, tj. w miarę zwiększania się spadku lustra wody przy zbliżaniu się do progu zmniejszać głębokość wody w cieku drogą poszerzania dna.

Który z tych trzech sposobów:

- 1) zastosowanie zwężonego przelewu,
- 2) zmniejszanie szerokości dna,
- 3) zwiększanie szerokości dna w miarę zbliżania się do progu,

byłby najbardziej wskazany, mogłyby wykazać szczegółowe rozważania teoretyczne i ewent. próby na modelach.

Zadaniem niniejszego artykułu było wysunięcie zagadnienia i to raczej z punktu widzenia praktycznego niż teoretycznego. Rozważania teoretyczne na ten temat byłyby bardzo wskazane i mogłyby pomóc przy znalezieniu właściwego pod względem technicznym, a jednocześnie najekonomiczniejszego rozwiązania, dotychczas może zbyt słabo omawianego. Zagadnienia erozji mniejszych rzek i sposobu zaradzenia temu. Konieczne tu jednak byłyby badania na modelach oraz zebranie obserwacji z terenu. W każdym bądź razie budowanie jak dotychczas stopni otwartych o przelewie dopasowanym do przekroju kanału i umacnianie dna tylko na nieznacznym odcinku powyżej progu nie powinno być bezkrytycznie w każdym wypadku stosowane i należałoby zdawać sobie sprawę z możliwości erozji dna powyżej stopnia.

Dr Inż. JAN WIERZBICKI

PINGW — Wrocław

Zagadnienie rozwoju nawodnień wodami ściekowymi

W Polsce oczyszczanie wód ściekowych w połączeniu z ich rolniczym wykorzystaniem objąć może i powinno prawie wszystkie nasze miasta, ze względu na stosunkowo dużą zawartość związków nawozowych w ściekach oraz łatwość uzyskania potrzebnych terenów do nawodnień.

Zagadnienie rolniczego wykorzystania wód ściekowych w Z.S.R.R. oparte jest na uchwale plenum CK WKP (b) z lutego 1947 r.; wody te winny być zużytkowywane dla pokrycia niedosytu wilgoci oraz jako doskonały środek nawozowy¹⁾.

Szczególnie trafnie ujął rolnicze zużytkowanie wód ściekowych B. O. Botuk, pisząc: „wody ściekowe należy traktować jako surowiec, dla celowego wykorzystania w gospodarce narodowej“²⁾.

Wieloletnie doświadczenie użytkowania pól nawodnianych w Z.S.R.R. potwierdza bardzo dobre

¹⁾ Botuk B. O., Oczyszczanie domowych wód ściekowych, Moskwa 1949, str. 165.

²⁾ j. w., str. 8.

wyniki oczyszczania tych wód i osiąganych urodzajów. W kraju tym, ze względu na długotrwały okres mrozów w wielu miejscowościach i w związku z tym na poważne trudności rolniczego wykorzystania ścieków w zimie, rozważana jest możliwość nawodniania upraw tylko w okresie wegetacyjnym. Podczas słoń i mrozów wody ściekowe zostałyby oczyszczane przy pomocy pól filtracyjnych lub sztucznej metody biologicznej.

Jako przykład służyć może częściowy pobór wód ściekowych Moskwy w rejonie Uchtomskim, w którym rolnicy z miejscowych kołchozów chętnie doprowadzają te wody dla nawodniania warzyw w okresie wegetacyjnym. W 1948 r. na glebach czarnoziemnych, w Górze Szkodowej pod Odessą, rozpoczęto budowę pól nawodnianych miejskimi wodami ściekowymi i w pierwszej kolejności wydzielono na ten cel 1500 ha. Na lewym brzegu Dniepru projektowane jest założenie pól nawodnianych o powierzchni 5000 ha (gleba gliniasto-piaszczysta) dla rolniczego wykorzystania wód ściekowych miasta Dniepropetrowska³⁾.

Wspomnieć należy zarządzenie z dn. 5.II.1935 r. niemieckiego Ministerstwa Spraw Wewnętrznych oraz Ministerstwa Rolnictwa — obejmujące rolnicze wykorzystanie wód ściekowych, a rozszerzone w następnym roku na wody przemysłowe. Zarządzenie to poleca stosować oczyszczanie wód ściekowych przy jednoczesnym wykorzystaniu tych wód dla potrzeb rolnictwa. Tylko w przypadku, gdy ten sposób oczyszczania jest niemożliwy lub zbyt kosztowny, mogą być wody ściekowe oczyszczane przy zastosowaniu sztucznej biologicznej metody.

Sprawa meliorowania gruntów za pomocą nawodniania wodami ściekowymi omawiana jest w Polsce już od paru dziesiątków lat. W 1926 r. I Ogólny Zjazd Melioracyjny uchwalił rezolucję podkreślającą znaczenie wykorzystania ścieków dla gospodarki rolnej. W toku dyskusji nad referatem inż. H. Przyłęckiego „Wyzyskanie ścieków miejskich dla celów rolniczych“ jako dezyderat postawiony był wniosek o konieczności budowy pól nawodnianych wodami ściekowymi m. Warszawy.

W okresie 1926 — 1949 w czasopismach technicznych ukazał się szereg artykułów: prof. Cz. Skotnickiego i inż. inż. K. Mysłakowskiego, A. Obuchowskiego, H. Przyłęckiego, L. Skibniewskiego i J. Wierzbickiego, omawiających celowość rolniczego wykorzystania miejskich i przemysłowych wód ściekowych.

Na XXVI Zjeździe Polskich Gazowników, Wodociągowców i Techników Sanitarnych, w Łodzi w dn. 3 lipca 1949 r., powzięto uchwałę: „.....dążyć należy do upowszechnienia rolniczego wykorzystania wód ściekowych we wszystkich przypadkach, gdzie pozwalają na to miejscowe warunki⁴⁾).

Część naszych miast oczyszcza swoje wody ściekowe przy zastosowaniu sztucznej metody biologicznej, najczęściej przy pomocy złożeń zraszanych. Budowa i prowadzenie oczyszczalni tego rodzaju są kosztowne, a sam proces oczyszczania wód brudnych nie daje żadnych korzyści gospodarczych.

Ponad dwadzieścia miast w Polsce oczyszcza swoje wody ściekowe w połączeniu z rolniczym wykorzystaniem. Stopień oczyszczania ścieków jest z reguły lepszy niżli przy zastosowaniu sztucznej biologicznej metody, a poza tym zostają osiągnięte poważne korzyści z:

- nawożenia upraw rolniczych,
- nawożenia zasadniczymi związkami N, K O i P₂O₅,
- wzbogacenia gleby w próchnicę.

Jedynie wielomilionowe miasta oraz duże skupienia ośrodków przemysłowych często nie mogą wykorzystywać rolniczo swoich wód ściekowych, a to ze względu na brak odpowiednich terenów dla nawodniania w pobliżu miast. Tłoczenie na dalsze odległości (np. Berlin tłoczy na odległość do 30 km) ze względu na wysokie koszty pompowania i trudności uszczelnienia na licznych połączeniach przewodu może się nie opłacać.

W Polsce oczyszczanie wód ściekowych w połączeniu z ich rolniczym wykorzystaniem objąć może prawie wszystkie nasze miasta. Istniejące urządzenia dla sztucznego biologicznego oczyszczania mogłyby być stopniowo ograniczane, w pierwszej kolejności w okresie wegetacyjnym, na rzecz oczyszczania w naturalnym środowisku, tj. na polach nawodnianych, a niekiedy w stawach rybnych.

Wykorzystanie miejskich wód ściekowych dla meliorowania gruntów winno objąć przede wszystkim małe i średnie miasta, a to ze względu na łatwość uzyskania potrzebnych terenów dla nawodniania oraz na stosunkowo większą zawartość związków nawozowych w 1 m³ tych wód.

Głównym zadaniem meliorowania gruntów za pomocą nawodniania wodami ściekowymi jest zamiana nieużytków lub liwych gruntów na tereny urodzajne, poprawa gleby i zapewnienie jak największych plonów. Tym warunkom winien odpowiadać każdy projekt rolniczego użytkowania ścieków. Że jednocześnie wody ściekowe zostaną oczyszczone w wysokim stopniu, to z rolniczego punktu widzenia jest ubocznym celem.

Podkreślić należy, że dzięki rolniczemu wykorzystaniu wód ściekowych wody te, zamiast bezużytecznie odpływać do rzek i mórz, zostają włączone do naturalnego obiegu wody. Olbrzymie ilości wody gruntowej, jakie są czerpane przez miejskie stacje wodociągowe i przemysł, mogą być zrekompensovane dzięki wzbogacaniu gleby w wodę gruntową na polach nawodnianych ściekami.

Na gruntach lekkich, gdzie przedtem była możliwa tylko uprawa żyta i ziemniaków, dzięki podniesieniu się poziomu wód gruntowych i nawożącemu działaniu wód ściekowych plonować będzie szereg roślin o większych wymaganiach, jak również mogą być założone łąki lub pastwiska.

Rolnicze wykorzystanie wód ściekowych wywiera też pewien dobroczynny wpływ na wyrównanie

³⁾ j. w., str. 166.

⁴⁾ Uchwała na skutek wniosku zgłoszonego w referacie J. Wierzbickiego: „Wady i zalety oczyszczania wód ściekowych w połączeniu z ich rolniczym wykorzystaniem”. Referat na XXVI Zjeździe P.G.W. i T. San. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna”, Nr 6, 1949, str. 198—201.

przepływów w rzekach: odpływ z rowów osuszających i drenów jest na ogół stały i wpływa na podniesienie najniższych stanów.

Doniosłe znaczenie ma zwiększenie parowania. Rozwinięta sieć donośników, pola nawodniane i bujnie rozwijająca się roślinność znacznie zwiększają ilość wyparowywanej wody. Zwiększenie częstości występowania mgieł, tworzenie się rosy, obniżenie temperatury na zamurawionej powierzchni są to zjawiska wtórne, które korzystnie oddziałują na rozwój i wzrost roślin.

Przy zastosowaniu właściwych dawek nawodniających (wysokość, ilość, częstość), pola nawodniane wodami ściekowymi mogą być zakładane na każdej glebie. Oczywiście lekkie, jałowe gleby dadzą najlepsze wyniki i wielokrotnie zwiększą plonowanie. W okęgach o lekkiej glebie i małej wysokości opadów, dzięki nawodnianiom ściekami mogą być uzyskane znaczne ilości pasz zielonych, a więc może być w znacznym stopniu zaspokojona jedna z największych trosk rolnictwa — pokrycie zapotrzebowania w białko roślinne. Możliwość znacznego podniesienia produktywności naszych paszowisk ma doniosłe znaczenie wobec przewidywanego już w 1951 r. deficytu paszowego, a to wskutek wzrostu pogłowia hodowanych zwierząt.

Jeżeli rozpatrzyć zagadnienie meliorowania gruntów za pomocą nawodnień wodami ściekowymi i przyjmując możliwości rozwoju naszego kraju, to celowość tego rodzaju melioracji staje się niewątpliwa.

W I okresie planowanego rozwoju kraju ogólna ilość miejskich wód ściekowych na 1 mieszkańca i dobę zawierać się może w granicach 50 — 130 l, średnio 90 l.

Dla II i III okresu, gdy ludność zwiększy się, spodziewane ilości wód ściekowych, w porównaniu z I okresem planowania, podaje zestawienie:

Okres	Ilość miejskich wód ściekowych w miastach w miln.	Ilość wód ściekowych w litrach na mieszk. i dobę średnio	R o c z n i e	
			od 1 mieszkańca miasta m ³	od całej ludności miejskiej miln. m ³
I	8,4	90	33	277
II	14,0	115	42	588
III	19,2	150	55	1056

Zużytkowanie wód ściekowych dla celów nawodniania przedstawiać się może następująco:

Przyjmując średnią wysokość dawek nawodniających = 150 mm (tj. 1500 m³ na 1 ha), w szczególności 75—100 mm dla gruntów ornych i 200—300 mm dla paszowisk, można teoretycznie nawodnić:

w I okresie 277 miln. m³ — 185.000 ha

w II okresie 588 miln. m³ — 392.000 ha

w III okresie 1056 miln. m³ — 705.000 ha

Wartość nawozowa zostaje obliczona w założeniu średniej wartości zasadniczych związków nawozowych:

W 1 m³ miejskich wód ściekowych — 80 gr N
20 gr P₂O₅
60 gr K₂O

Jako równowartość tych związków nawozowych wzięto pod uwagę najczęściej stosowane i znajdujące się obecnie w sprzedaży:

25,5% azotniak w cenie 1635 zł za 100 kg

16% superfosfat w cenie 865 zł za 100 kg

40% sól potasową w cenie 955 zł za 100 kg

Ceny powyższe nie obejmują kosztów dostawy nawozów na pole oraz kosztów przechowania.

Obliczenie przeprowadzono w zestawieniu:

Okres	Związki nawozowe			R ó w n o w a r t o ś ć w nawozach sztucznych		
	N	P ₂ O ₅	K ₂ O	25,5 % azotniak	16 % superfosf.	40 % sól potas
	t o n			t o n		
I	22 200	6 150	16 600	86 700	38 450	40 150
II	47 000	11 730	35 300	184 500	73 500	88 250
III	84 500	21 100	63 300	331 000	132 000	158 000

Roczna wartość związków nawozowych zawartych w miejskich wodach ściekowych (w obecnym stanie), przy uwzględnieniu równowartości w nawozach sztucznych, wyniesie zatem:

ton 86.700 po 1.635 zł za 100 kg — 1.415 miln. zł

ton 38.450 po 865 zł za 100 kg — 332,5 miln. zł

ton 40.150 po 955 zł za 100 kg — 384,0 miln. zł

R a z e m: — 2.131,5 miln. zł

Ogólna wartość miejskich wód ściekowych jest dwukrotnie większa, niżli wyżej podana równowartość nawozów sztucznych, ponieważ należy doliczyć:

- wartość użytkowania dla celów nawodniania,
- wartość wzbogacenia gleby w próchnicę.

Stwierdza to bardziej szczegółowe obliczenie podane w różnych pracach⁵⁾. Roczna ogólna wartość miejskich wód ściekowych dla I okresu wynosi ok. 4,25 miliarda zł.

W miarę rozwoju miast i ośrodków przemysłowych, wartość ta będzie wzrastać z roku na rok, by w III okresie osiągnąć sumę ok. 20 miliardów zł.

Tak znaczna roczna wartość odprowadzanych wód ściekowych z miast skanalizowanych potwierdza doniosłość zagadnienia rozwoju nawodnień wodami ściekowymi i wykorzystania tych wód jako cennego surowca.

⁵⁾ Skibniewski L., „Rolnicze wykorzystanie ścieków miejskich i przemysłowych”. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 1946, Nr 3 i 4.

Wierzbicki J., „O wartości nawozowej miejskich wód ściekowych”. Gaz, Woda i Techn., Sanit., 1947, Nr 3.

Skibniewski L., „Rolnicze wykorzystanie ścieków miejskich i przemysłowych”. Gaz, Woda i T. San., 1947, Nr 3.

Bezpieczeństwo i higiena pracy w budownictwie wodno-melioracyjnym*)

Artykuł niniejszy nie ujmuje całości zagadnienia bezpieczeństwa i higieny pracy przy robotach wodno-melioracyjnych, Sądźmy jednak, że podane przez Autora wytyczne opracowane na podstawie przepisów zaleconych przez Ministerstwo Pracy i Opieki Społecznej w zakresie bezpieczeństwa i higieny pracy będą wykorzystane w praktyce przez wykonawców — w kierunku zabezpieczenia na budowie człowieka pracy przed utratą życia, względnie przed kalectwem i chorobą zawodową. Jest to poważne zagadnienie, które obecnie nabiera specjalnego znaczenia, kiedy coraz bardziej wzmagają się tempo rozbudowy kraju i zwiększa się wydajność pracy.

Redakcja

Spośród wszystkich wartościowych kapitałów istniejących na świecie, najbardziej cennym i najbardziej decydującym są ludzie, kadry.

Zdanie to wypowiedział Stalin jeszcze w 1927 r., ale jest ono żywe nadal w swej treści — zwłaszcza u progu realizacji naszego sześcioletniego planu gospodarczego.

W okresie przedwojennym przeciętnie w Polsce w stosunku rocznym mieliśmy przy pracy:

1.050 ludzi zabitych,

19.000 ludzi ciężko okaleczonych,

70.000 ludzi łżej okaleczonych

wskutek nieprzestrzegania przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy.

W tych liczbach pewien odsetek przypada na nieszczęśliwe wypadki przy pracach wodno-melioracyjnych. Ścisłych danych, z uwagi na brak odpowiedniej statystyki odnośnie naszych robót, podać jednak nie można.

Walka z marnotrawstwem sił ludzkich, troska o wykorzystanie uzdolnień i energii twórczej obywatela, bezpieczeństwo i higiena pracy — stały się punktem zainteresowania czynników państwowych, organizacji społecznych, związków zawodowych i stowarzyszeń branżowych.

Planowa walka z wypadkami przy pracy, prowadzona obecnie w całym cywilizowanym świecie, polega na wprowadzeniu w życie zasad ochrony pracy, celem zabezpieczenia szerokich rzesz robotniczych przed wypadkami przy pracy i chorobami zawodowymi.

Do 1939 r. ginęło przy pracy każdego dnia w Polsce 3 robotników, 60 było okaleczonych ciężko, a 270 łżej.

Każda praca, jeżeli wykonuje się ją nieumiejętnie, kryje w sobie niebezpieczeństwo utraty zdrowia lub życia.

Zagadnienie dobrej organizacji wiąże się ściśle ze zdolnościami kierownictwa w tym zakresie.

Z tej ważnej przyczyny inżynierowie i technicy pełniący funkcje kierownicze winni zaznajomić się z przepisami, ustawodawstwem i organizacją w zakresie bezpieczeństwa i higieny pracy na odcinku swej branży.

Pewne poczynania w zakresie polepszenia warunków bezpieczeństwa i higieny pracy w Polsce

miały miejsce już i przed wojną, ale dopiero w Polsce Ludowej akcję tę upowszechniono, rozciągając jej działanie na wszelkie dziedziny gospodarki narodowej i postawiono na właściwym poziomie.

Referat niniejszy ma na celu próbę zebrania i przystosowania obowiązujących przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy (w skrócie b.h.p.) do potrzeb budownictwa wodno-melioracyjnego.

Analiza przyczyn wypadków.

Przyczyną wypadku może być między innymi:

- sięganie ponad lub pod — będące w ruchu — mechanizmy,
- sięganie ręką lub narzędziem poza obszar do-brego widzenia,
- ruchy zbyt gwałtowne w stosunku do otaczających warunków i niewłaściwa wzajemnie względem siebie, pozycja robotników,
- niepewna pod względem statycznym pozycja przy pracy,
- niewłaściwa postawa przy podnoszeniu i manipulowaniu zbyt ciężkimi przedmiotami,
- nadwyżęgnięcie mięśni przy podnoszeniu (dopuszczalny ciężar do 35%, a maksymalny dla wyjątkowo silnych 50% wagi ciała),
- skaleczenie skutkiem zbyt powolnej reakcji,
- słaby słuch lub wzrok (jeżeli stosuje się sygnały dźwiękowe lub świetlne),
- zmęczenie na tle wyczerpania fizycznego lub duchowego (dopuszczalny jest marsz z szybkością 4,2 km na godzinę, celem uniknięcia przemęczenia),
- nieświadomość niebezpieczeństwa wskutek braku odpowiednich instrukcji ze strony kierownictwa,
- brak starannego zaplanowania i rozkładu pracy przez nieudolne kierownictwo,
- brak potrzebnego nadzoru robót przez kierownictwo.

Miary wypadkowości dla określenia stopnia niebezpieczeństwa
Wg inż. Mickiewicza:

$$\begin{aligned} \text{częstotliwość wypadków} &= \frac{\text{liczba wypadków}}{\text{liczba przepracowanych robotniko-godzin}} \\ \text{ciężkość wypadków} &= \frac{\text{liczba straconych robotniko-godzin}}{\text{liczba wypadków}} \end{aligned}$$

*) Zebrane i ułożone na podstawie przepisów zaleconych przez Ministerstwo Pracy i Opieki Społecznej. Referat ten został wygłoszony w ramach akcji szkoleniowo - odczytowej Stowarzyszenia Inż. i Techn. Wodno-Melioracyjnych R.P.

wskaźnik niebezpieczeństwa =

$$= \frac{\text{liczba straconych robotniko-godzin}}{\text{liczba przepracowanych robotniko-godzin}}$$
Wg Centraln. Zarządu Państw. Przeds. Budowl.
stosuje się wzory:

$$w = \frac{a \times 100000}{c}$$

$$q = \frac{d \times 100000}{c}$$

gdzie a = ogólna liczba wypadków,
 c = ogólna liczba przepracowanych godzin
pracy,
 d = ogólna ilość godzin pracy, straconych
przez poszkodowanych,
 w = współczynnik częstotliwości wypadków,
 q = współczynnik ciężkości wypadków.

Rozróżniamy skutki wypadków: śmiertelne, bar-
dzo ciężkie — leczenie trwa powyżej 13 tygodni,
ciężkie — leczenie trwa od 4 do 13 tygodni, lekkie —
leczenie trwa od 1 do 4 tygodni, powierzchowne —
leczenie trwa do paru dni.

Ogólne wytyczne zachowania
warunków bezpieczeństwa
i higieny pracy.

Plac budowy.

Stan placu. Powierzchnia winna być wy-
równana, doły i zagłębienia muszą być zabezpie-
czone barierą. Przejścia i drogi wewnętrzne muszą
być wolne od tarasujących je przedmiotów. Na
wszelkie odpadki winno być przeznaczone spec-
jalne miejsce na uboczu. Zaopatrzenie w przego-
towaną wodę do picia, ewent. z miętą — obowią-
zuje od pierwszego dnia pracy.

Składowiska. Na wszelkie materiały prze-
chowywane w workach lub skrzyniach przezna-
czyć należy specjalne miejsce. Układać należy
równo, zabezpieczając od spadania z warstwy gór-
nej. Dać zabezpieczenie przeciwpożarowe. Pamię-
tać o dobrym oświetleniu.

Pomosty montażowe i komuni-
kacyjne muszą być skonstruowane należyście
bez względu na to, czy będzie się z nich korzystało
przez rok, czy przez miesiąc lub nawet tydzień oraz
winny być zaopatrzone w barierę, chroniącą przed
spadnięciem z pomostu.

Tory kolejek muszą być tak ułożone, że-
by prawdopodobieństwo wykolejenia się taboru
nie istniało. Na skrzyżowaniach szlaków przewi-
dzieć trzeba sygnalizację, wykluczającą możliwość
zderzenia lub przejechania.

Personel przetokowy winien być
przeszkolony.

Wozy i samochody powinny być pod
stałą obserwacją odnośnie stanu podwozia, nadwo-
zia, hamulców, światła, sygnałów, a kierowcy —
pouczeniu.

Materiały pędne i smary powinny być przecho-
wywane w specjalnych ziemiankach, zdala od za-
budowań.

Tereny wykonywanej pracy win-
ny zapewniać swobodę ruchu robotników.

Z uwagi na krótkotrwałą zwykle okres wzno-
szenia poszczególnych budowli, należy wprowa-
dzić typy składanych przenośnych baraków na po-
mieszczenie biura kierownictwa, kuchni, stołówki,
świetlicy, magazynu itp. Budynki te winny być
zaopatrzone w potrzebny sprzęt — np. w świetlicy
muszą być wygodne ławy z oparciami, aby robot-
nik mógł rzeczywiście wypocząć.

Budynki.

Ściany i dach muszą być sprawdzone co do wy-
trzymałości na przypuszczalne obciążenia. Wyso-
kość wewnętrzna ścian 2,30 m.

O k n a, d r z w i i b r a m y muszą mieć
właściwy dostęp i należyte rozmieszczenie dla uzy-
skania właściwego oświetlenia naturalnego. Po-
wierzchnia okien musi stanowić 1/10 powierzch-
ni podłogi.

P o d ł o g i muszą być szczelne, gładkie i czy-
ste o pow. 0,75 m² do 3,5 m² na osobę.

S c h o d y muszą być z poręczami i stopniami
w należyłym stanie.

Urządzenia elektryczne muszą być
zabezpieczone, celem uniknięcia porażenia prądem.
(W razie porażenia należy zastosować sztuczne
oddychanie oraz zastrzyki i płyny pobudzające).

O g r z e w a n i e i p r z e w i e t r z a n i e
musi być przewidziane wszędzie tam, gdzie istnie-
je konieczność pracy przez cały rok. Temperatura
musi wynosić co najmniej 15° C, a nie więcej jak
18° C.

Urządzenia mechaniczne, narzędzia i inne urządzenia.

R o z m i e s z c z e n i e m a s z y n musi za-
pewniać swobodę ruchów pracujących oraz odpo-
wiednie oświetlenie.

O s ł o n y i z a b e z p i e c z e n i a winny
być stosowane przy tych częściach maszyn, które
grożą niebezpieczeństwem dla zdrowia robotni-
ków (transmisje, kable, koła zębate itd.).

W a ł k a z h a ł a s e m. Należy montować
osłony tłumiące nadmierne odgłosy pracy maszyn.

D Ź w i g i i t r a n s p o r t e r y muszą być
systematycznie sprawdzane odnośnie stanu silni-
ków, kabli, pomostu, lin, zaczepów, hamulców,
sygnalizacji ostrzegawczej itp.

N a r z ę d z i a r ę c z n e i p o m o c n i c z e
muszą być stale konserwowane i sprawdzane. Ło-
paty, kilofy, młoty, siekiery muszą być należyście
oprawione. Wózki, taczki, wywrotki muszą być
stale w należyłym stanie.

N a c z y n i a i a p a r a t y p o d c i ś n i e-
n i e m. Butle ze sprężonymi gazami należy trzy-
mać w pozycji leżącej w miejscu ubocznym, su-
chym i chłodnym. Należy sprawdzać manometry,
zawory bezpieczeństwa i nastawniki ciśnienia,
chronić od zatłuszczenia, gdyż może to spowodować
samozapalenie i wybuch.

S u b s t a n c j e s z k o d l i w e, jak płyny,
gazy, mgły i pary trzeba przechowywać w herme-
tycznie zamkniętych naczyniach, zdala od szmat
tłustych, smarów i benzyny. Czad z kuźni powinno
się odprowadzać odpowiednim wyciągiem na ze-
wnątrz. Siarkowódór ze zbiorników szambo należy
odprowadzać na zewnątrz.

Większe koncentracje tych gazów w granicach od 0,5% do 0,1% powoduje śmiertelne zatrucie.

Urządzenia pomocnicze — drabiny, rusztowania, pomosty, równie pochyłe, drągi, dźwigi ręczne, bloczki z liną muszą być stale sprawdzone i natychmiast naprawiane.

Urządzenia przeciwpożarowe przy magazynach i składach należy przewidzieć, jak np. hydronetki, motopompy, gaśnice, bosaki ratownicze, toporki, beczki z wodą, skrzynie z piaskiem, wiadra i łopaty oraz uzupełniać je w miarę potrzeby. W widocznym miejscu musi być wypisany 20 cm literami adres straży pożarnej, Milicji Obywatelskiej.

Środki ochrony osobistej. Buty wodoszczelne, dłonice, nakolanniki, maski itp. trzeba posiadać w potrzebnej ilości, aby starczyło dla każdego z przewidzianych robotników. W miejscu widocznym muszą być umieszczone tablice ostrzegawcze oraz instrukcje pracy, zapewniające odpowiednią dyscyplinę pracy.

Pierwsza pomoc w nagłych wypadkach. Nawet na najmniejszej robocie winna być podręczna apteczka, należycie wyposażona dla udzielenia pierwszej pomocy wraz z instrukcją użycia medykamentów. Winna ona zawierać: środki opatrunkowe, dezynfekujące, uśmierzające bóle, uspokajające i trzeźwiące, zastrzyki przeciwtężcowe itp. (Gotowe apteczki posiada „PCK“ i „Centrosan“).

Urządzenia sanitarne. Ustępy, umywalnie winny być utrzymane czysto i zabezpieczone przed deszczem i chłodem. Musi być 1 otwór ustępu na 25 osób. Ustępów i śmietników nie urządzać od strony odwietrznej. Codziennie winna być dostarczona robotnikom na budowę przegotowana woda z miętą (1 łyżka stołowa mięty na 4 litry wody), lub czarna kawa zbożowa do picia. W dnie upalne można podawać wodę zlekką osoloną (1 łyżeczka od herbaty na 4 litry). Płynu do picia należy przewidzieć 0,5 litra dziennie na 1 pracownika. Przy stanie zatrudnienia powyżej 50 pracowników należy zorganizować stołówkę.

Wykopy.

Robienie wykopów wymaga zachowania pewnych warunków celem uniknięcia wypadku.

1. Wszelkie wykopy w pobliżu osiedli ludzkich należy zabezpieczyć przed wpadnięciem do nich ludzi i zwierząt.

Można to zabezpieczenie wykonać przez otoczenie barierą (poręczą) na wysokość około 1 m lub przykrycie wykopu deskami.

2. a) Rowy ponad 1,25 m głębokości muszą posiadać ściany o pochyłości dostosowanej do rodzaju gruntu, lub muszą być odpowiednio oszalowane, i obudowywane w miarę zagłębiania się.

- b) W gruncie dostatecznie zwartym i przy głębokości 1,25 — 1,75 m może wystarczyć obudowa pionowa.

W gruncie sypkim, wykop może być dokonywany warstwami około 20 cm grubości, które należy bezzwłocznie obudowywać.

W gruncie wodonośnym należy używać słomy za deskowaniem dla uszczelnienia.

- c) Przy przewidywaniu wstrząśnięć spowodowanych np. detonacjami, ruchem pojazdów, lub gdy grunt był już zruszony, albo zwały materiałów obok złożonych wywierają poważny nacisk, należy obudować nawet płytsze rowy od 1,25 m.

- d) Rowy ze zwisami winny być zawsze obudowane.

3. Grubość bali użytych do deskowania winna wynosić przynajmniej:

3,5 cm	przy	głębokości	do	0,5 m
4,0	„	„	„	1,0 m
4,5	„	„	„	1,5 m
5,0	„	„	„	2,0 m
5,5	„	„	„	2,5 m
6,0	„	„	„	3,0 m
6,5	„	„	„	3,5 m
7,0	„	„	„	4,0 m

Długość tych bali musi być jednakowa i równa około 4 m.

Rozpory drewniane muszą mieć średnicę przynajmniej 10 cm i muszą być ściśle przycięte na miarę. Średnica zależy od długości rozpory i zależy od odstępów między usztywnieniami. Bale usztywniające (tzw. lasze) muszą być odpowiednio grube i szerokie.

Na długości 4-metrowej ustawia się najczęściej 3 pary laszy usztywniających.

Zabrania się stosowania wspólnego usztywnienia dla stykających się bali.

4. Żelazne rozpory, stosowane często przy wykopach miejskich, winny być łatwe w montowaniu i rozbieraniu.

5. Obudowę wolno usuwać tylko na polecenie kierownika budowy.

6. a) Po każdej przerwie w robocie należy obudowę sprawdzić i uszkodzenia naprawić przed wejściem do wykopu.

- b) Poza zbadaniem obudowy należy sprawdzić czy na zewnątrz za odeskowaniem nie utworzyły się pustki, a w razie ich zauważenia — miejsca te bezzwłocznie wypełnić słomą.

7. a) Rozpory, na których położony jest pomost 40 cm (z bortnicami, krawężnikami), obowiązkowo muszą być podparte tzw. knagami.

- b) Przy pracach na gruncie wilgotnym i gliniastym należy pomosty posypywać gruboziarnistym piaskiem.

- c) Przy użyciu bagrownic lub podnośników należy sprawdzić olinowania i części nośne.

8. a) Rowy o głębokości ponad 1,5 m winny być zaopatrzone w drabiny po jednej na każde 20 mb rowu.

- b) Wchodzenie i wychodzenie z rowu przy użyciu do tego celu rozpórek lub wind na ziemię ukopaną, jest niedopuszczalne.

9. Wzdłuż rowu z obu jego stron należy zachować conajmniej 60 cm pas gruntu całkowicie wolny od jakichkolwiek materiałów budowlanych lub wydobytej ziemi.

10. Rowy, których szerokość przekracza 80 cm, muszą być zaopatrzone w mocne i sztywne kładki 40 cm szerokości z desek co najmniej 3,6 cm grubości, na wszelkich przejściach.

11. Wszelkie ciężary (rury, budulec itp.) należy spuszczać i wyjmować jedynie przy pomocy podnośników, odpowiednio zbudowanych (np. trójnóg z bloczkami itp.).
12. Haki do spuszczenia rur winny być w czasie mrczu owinięte impregnowanym bandażem brezentowym, aby rura nie mogła się ześlizgnąć z obłożonego zazwyczaj żelaznego haka.
13. a) Piece do topienia lub gotowania surowców (ołów, asfalt, smoła) do uszczelniania złączy rur należy ustawiać zdala od brzegu rowu, a naczynie z wymienionym w stanie roztopionym materiałami napęlić tylko do 2/3 głębokości dla uniknięcia poparzenia robotników pracujących w dole.
- b) Robotnicy pracujący przy tych materiałach winni być zaopatrzeni w ochronne rękawice.
- c) Powierzchnia zalewanych styków rur musi być sucha i czysta.
- d) Resztek roztopionego ołowiu lub smoły nie wolno studzić wodą, ani wlewać do wody.
14. Przed próbą ciśnienia w rurociągu usztywnić go i usunąć wszystkich robotników z zasięgu niebezpieczeństwa.
15. a) Obudowę należy usuwać stopniowo po przysypaniu rurociągu warstwą około 40 cm. Ba le należy wyjmować pojedynczo i ostrożnie. Najpierw usuwać rozpory usytuowane w środku bali, a dopiero potem rozpory krańcowe, uważając, aby nie spowodować wypadku z ludźmi.
- b) Rów zasypywać należy 20 cm warstwami bardzo starannie, aż do poziomu gruntu przyległego, polewając wodą dla lepszego osiadania.
7. Studzienki włazowe i szyby muszą być zaopatrzone w wygodne, nieruchome, mocne drabiny żelazne lub dobrze zamocowane klamry. Na każde 3 m głębokości winien być urządzony wygodny i pewny spocznik. Odległość między klamrami — 35 cm. Każde uszkodzenie musi być bezzwłocznie naprawione.
8. Wszelkie włazy muszą być zamykane celem niedopuszczenia do zanieczyszczeń. Przed wejściem należy włazy sąsiednie pootwierać dla przewietrzenia, co najmniej 15 minut przed wejściem.
9. Osoby cierpiące na zawroty głowy i skurcze mięśni nie powinny być wpuszczane do kanałów.
10. Osoby zatrudnione przy chlorowaniu wody winny zakładać specjalne maski z często wymienianym pochłaniaczem do użytku indywidualnego (raz na tydzień należy je odkażać z wyłączeniem pochłaniacza, przez zanurzenie w parach eteru na 10 min. lub w 40% formalinie).
11. Robotnicy zatrudnieni w kanałach winni być wyposażeni w buty gumowe i nieprzemakalne kombinezony.
12. W zbiornikach grożących utonięciem należy pracować w towarzystwie ludzi umiających ratować tonących.
13. Zakaźnie chorym w ogóle nie wolno pracować przy wodociągach.
14. W bezpośredniej bliskości robót muszą zawsze znajdować się podręczna apteczka i wyszkolony sanitariusz.

Kanalizacja.

Wodociągi i kanalizacja.

Praca w kanałach grozi wieloma niebezpieczeństwami, jak gazy, bakterie chorobotwórcze, możliwość utonięcia itp.

Praca i warunki budowy wodociągów i kanalizacji są ściśle omówione w specjalnych przepisach. Tu podamy tylko kilka uwag ogólnych.

Wodociągi.

1. Tereny i sieć wodociągowa muszą być strzeżone przed sabotażem i zanieczyszczeniami naturalnymi.
2. W żadnym wypadku nie wolno używać nawozu końskiego do zabezpieczenia rurociągu wodociągowego przed zamarznięciem.
3. W pomieszczeniach wilgotnych instalacje elektryczne muszą być wodoodporne i szczelne, a znacznie lepiej, jeżeli odpowiednie świetliki dopuszczają potrzebną ilość światła naturalnego.
4. Chodniki, schody, drabiny, kładki itp. w filtrach, studniach itp. muszą być zabezpieczone (jeżeli są drewniane) impregnacją przed bułtwieniem i gniciem.
5. Pomieszczenia, w których nadmiar wilgoci powoduje gromadzenie się wody, muszą mieć zapewniony jej odpływ.
6. Kładki w komorach wodnych, studniach itp. powinny posiadać poręcze 1,1 m i krawężniki 15 cm wysokości.

15. Sieć odwodniająca, zbiorniki, doły kloaczne, kanały zbiorcze, stacje pomp i wszelkie urządzenia kanalizacyjne muszą odpowiadać wymaganiom ujętym w specjalnych przepisach.
16. a) Ścieki nie powinny zawierać ciał i związków trujących, a ścieki szpitalne winny być odkażane.
- b) Zawiesiny w ściekach nie mogą przekraczać 60 mg suchej substancji na 1 litr, a temperatura ich winna być niższą od 40° C.
- c) Ścieki przyjmowane przez wody naturalne nie mogą posiadać odczynu kwaśnego lub alkalicznego, zapachu gnilnego, i nie powinny zawierać fekalii.
17. Cała sieć kanalizacyjna jest wybitnie niebezpieczna z uwagi na możliwość gromadzenia się gazów łatwo wybuchających.
18. Przy pracach kanałowych należy używać jedynie należycie przeszkolonych pracowników.
19. Kanały o dużych przekrojach i spadku większym od 1:10 winny już posiadać specjalne chodniki schodkowe z poręczą. Wszelkie studzienki winny także posiadać poręcze od strony takich kanałów.
20. Otworzony właz musi być zabezpieczony przed wpadnięciem.
21. Robotnik wchodzący do kanału nie może palić tytoniu, aby nie wywołać wybuchu gazów.
22. a) Przez cały czas pracy w kanale, włazy muszą być otwarte dla przewietrzenia, a przed wej-

- ściem należy wpuścić lampę Davy'ego dla sprawdzenia czy nie ma tam gazów wybuchowych. (Jeżeli są takowe, lampa ta jaśniej się rozpala, a gdy są gazy duszące, bez dostatecznej ilości tlenu — lampa gaśnie).
- b) W obecności siarkowodoru ciemnieje bibuła nasycona roztworem ołowiu i zwilżona.
 - c) W wypadku niemożności naturalnego przewietrzenia kanału należy zastosować przedmuchiwanie.
 - d) Każdy wchodzący do głębokiego szybu winien być zabezpieczony liną zamocowaną i pasem ochronnym. Jeden z pracowników na górze musi stale czuwać nad pracującym w dole.
 - e) Do oświetlenia używać specjalnych lamp elektrycznych, gazoszczelnych z wyłącznikami na zewnątrz kanału.
23. a) Przy pracy na starych kanałach należy pompy wyłączyć.
- b) W razie zanieczyszczenia się ściekami należy odzież wyprać i wykąpać się.
24. W kanałach nie wolno konsumować posiłków z uwagi na niebezpieczeństwo zakażenia przewodu pokarmowego bakteriami chorobotwórczymi.

Kamieniołomy, odkrywki, sztuczne jeziora, stawy itp.

1. Należy odprowadzić wodę, aby nie przeszkadzała w pracy.
2. Pas ochronny dokoła odkrywki wolny od wszelkich materiałów, winien mieć szerokość 1,5 do 3 m.
3. a) Ściany odkrywki skał miękkich winny mieć kąt nachylenia nie większy od 60°.
- b) Wydobywanie należy robić warstwami, tworząc tarasy nie wyższe od 3 m i szerokości nie węższej od 1,5 m.
- c) podkopywanie, podrąbywanie, wydrążanie od spodu przewieszających się ścian jest niedozwolone. Przewieszki takie należy usunąć, działając od góry i z boku. Także od góry następuje zwykle wyłamywanie kamienia.
4. Skały twarde z rozpadlinami winny być wydobywane do 12 m i o kącie ścian około 60°.
5. Skały twarde jednolite mogą mieć ściany bardziej strome niż pod kątem 60°.
6. Wydrążanie skał wolno przeprowadzać tylko przy użyciu wyspecjalizowanego personelu roboczego i zabezpieczając sztolnie odpowiednim stemplowaniem, podporami i odeskowaniem.
7. Przy wydobywaniu materiałów skalnych przez odstrzelenie należy zachować środki ostrożności i wchodzić na teren odstrzelony dopiero po upływie 1 godziny.
8. Przed zejściem do odkrywki należy zbadać każdego dnia stan ścian, czy w miejscu pracy nie grozi spadnięcie luźnych mas, które należy natychmiast usunąć.
9. Tory kolejek układać co najmniej 2 m od krawędzi odkrywki.
10. Drogi i przejścia muszą być zawsze wolne i w bezpiecznym miejscu.

11. Sprzęt ratowniczy oraz liny bezpieczeństwa muszą być stale gotowe do użycia i sprawdzone co do swej jakości.
12. Celem ochrony oczu, pracownicy zatrudnieni przy obróbce narzędziowej kamienia winni nosić maski z siatki drucianej lub specjalne okulary (szkła 2,5 mm grub., średnicy 50 mm) oraz powinni mieć stanowiska odpowiednio umieszczone, aby sobie nawzajem nie mogli uczynić krzywdy odpryskiem narzędzia lub kamienia.
13. Do prac połączonych z użyciem materiałów wybuchowych nie wolno używać niewyszkolonych robotników poniżej 18 lat i kobiet.
14. a) Pamiętać należy, że prochy spalają się wolno i nadają się raczej do skał szczelinowych.
- b) Dynamity, mieszanki amonowo-saletrzone i chlorowane spalają się szybko i nadają się do skał twardych.
- c) Lont powinien się spalać z szybkością 1 mb na 2 minuty.
- d) Nie należy używać lontów niepewnych oraz krótszych od 2 m.
- e) Naboję seryjne należy zapalać zamiast długimi lontami — elektrycznie.
- f) Lonty i przewody elektryczne winny być nawijane — celem przechowania — na szpule o średnicy nie mniejszej niż 15 cm i winny być złożone w suchym miejscu.
- g) Przewody należy dołączyć do przyrządu zapalającego bezpośrednio po stwierdzeniu, że nikt nie znajduje się w strefie zagrożonej i natychmiast wyłączyć po odstrzale.
- h) Spłonki specjalne i sam nabój należy zakładać ostrożnie.
- i) Nabój popychać należy wolno i bez nacisku tylko stemplem drewnianym o średnicy równej średnicy naboju, nie dopuszczając do tarcia, przy czym należy pamiętać, że średnica naboju musi być o 5 mm mniejsza od średnicy otworu strzałowego.
- j) Proch i dynamit należy używać tylko suchy, bez domieszek i zanieczyszczeń celem uniknięcia niewypału.
15. a) Podczas odstrzału pracownicy winni znajdować się w miejscu odległym co najmniej o 300 m, lub w odpowiednim schronie, posiadającym przynajmniej 1 m² podłogi na 3 ludzi.
- b) Należy przewidzieć sygnalizację świetlną i dźwiękową celem wezwania do opuszczenia terenu i jako sygnał do wykonania strzału.
16. a) Zepsute materiały wybuchowe należy bezwzględnie niszczyć w następujący sposób: lonty i zapalniki elektryczne bez spłonek spalać w małych ilościach, spłonki używać dodatkowo pojedynczo do normalnych ładunków wybuchowych, prochy rozsypywać w pasy wąskie prostopadłe do kierunku wiatru i zapalać lontem, dynamit w małych ilościach wrzucać w ognisko z palącego się drewna na otwartym powietrzu, materiały amonowo-saletrzone i chlorowane spalać jak wyżej.
17. a) Materiały wybuchowe wolno przechowywać

w większej ilości tylko w odpowiednio zbudowanych w miejscu bezpiecznym magazynach.

- b) Skład taki musi być chroniony od wody, wyładowań elektrycznych, płomieni, wstrząsów itp.
- c) Wchodzić do magazynu wolno tylko w butach o filcowej zółwce i z zachowaniem ostrożności.
- d) Materiały wybuchowe muszą być dokładnie posortowane i przechowywane w najwyższym porządku, przy czym razem w jednym składzie (pomieszczeniu) mogą być przechowywane tylko materiały amononwo-saletrzane z proszkami i dynamitem. Spłonki muszą być przechowywane w innym pomieszczeniu.
- e) Całość urządzeń składowych musi być stale pod obserwacją, a przychód i rozchód materiałów wybuchowych — dokładnie notowany.

P o j a z d y.

Kierowca wszelkich pojazdów musi znać przepisy drogowe i musi orientować się w znakach stosowanych na drogach, odnośnie zachowania porządku i bezpieczeństwa (np. Rozporządzenie o znakach drogowych Dz. U. Nr 86 z 1923 r. poz. 668).

W o z y k o n n e winny mieć schodek ułatwiający wejście i zejście, siedzenia z oparciem tylnym i bocznym oraz poręcz umieszczoną na wysokości 80 cm ponad oparciem dla nóg (ponad podłogą) z przodu, celem zabezpieczenia od wypadnięcia woźnicy przy gwałtownym zahamowaniu.

Hamulce muszą być zawsze w dobrym stanie i gotowe do użycia podczas zjeżdżania w dół.

Nie wolno w czasie jazdy:

- a) stać na dyszlu, na drabinach, na dachu, na podłodze wozu itp.,
- b) spać na wozie,
- c) wskakiwać i zeskakiwać z wozu,
- d) siadać na podłodze wozu ze spuszczoymi z boku nogami,
- e) lejców przywiązywać do siebie.

Jechać zawsze prawą stroną.

Nocą zaopatrywać wóz w latarnie — dwie boczne z przodu i co najmniej jedną z tyłu. Wystające części ładunku należy uwidocznić szmatami — w dzień czerwonymi, nocą białymi. Ładunek musi być dobrze ułożony i zamocowany aby nie spadł.

W czasie jazdy należy być uważnym i trzeźwym oraz dawać znak ręką przy skręcaniu lub zatrzymaniu wozu.

Konie kasaające muszą mieć kagańce, a wierzgające winny mieć tabliczki ostrzegawcze na uprząży.

Woźnicy w wyjątkowych okolicznościach wolno iść z prawej strony wozu lub sań.

S a m o c h o d y i c i ą g n i k i. Zabrania się używania szerszych samochodów ponad 2,5 m oraz wyższych ponad 4 m.

Samochód musi mieć kierownicę, motor, hamulce i instalację świetlną w stanie niezawodnym. Winien być wyposażony w apteczkę i w 2 gaśnice śniegowe lub pianowe albo tetrowe przy użyciu na otwartym powietrzu.

Siedzenie kierowcy musi być wygodne, mocne i zabezpieczone specjalną obudową chroniącą przed deszczem, wiatrem i chłodem.

Podwozie, resory, wał korbowy itp. muszą być stale sprawdzane, a podłoga musi być szczelna i mocna.

Wejście i zejście muszą być wygodne. Sama skrzynia np. samochodu ciężarowego musi mieć odpowiednią barierę, minimum 80 cm wysokości ponad podłogą wozu, celem zabezpieczenia od wypadnięcia ludzi.

Korby rozruchowe, jeżeli takowe są konieczne, muszą się samoczynnie wyłączać po rozbiegu silnika.

Przyczepy muszą być pewnie domocowane, w sposób sztywny, uniemożliwiający zderzenie się wzajemne przy zjazdach lub zahamowaniu.

Przy napełnianiu zbiorników benzyną palenie tytoniu jest wzbronione (1% do 6,5% benzyny w powietrzu już powoduje wybuch). Ładować wolno tylko w granicach dozwolonej nośności wozu.

Prowadzenie samochodu wolno powierzyć jedynie osobie uprawnionej.

K o l e j k i r o b o c z e. Tory, przesuwnice, zwrotnice oraz nawierzchnia, muszą gwarantować bezpieczeństwo ruchu.

Szyny muszą być ułożone równo, bez nagłych wzniesień i zagłębień.

Końce szyn muszą silnie i pewnie leżeć na podkładach.

Szyny na łukach muszą mieć odpowiednie wygięcie, aby nie stanowiły linii łamanej.

Podkłady muszą być dobrze podbite.

Odległość szyn od obiektów stałych musi być tak dobrana, aby najbardziej sterzące części wagonów pozostawiły jeszcze 50 cm swobodnej przestrzeni.

Skrzyżowania toru z drogami muszą być zaopatrzone w tablice ostrzegawcze i oświetlenie nocne.

Końce ślepych torów należy zabezpieczyć odbojami celem uniemożliwienia zjechania wagonów z szyn.

W a g o n y muszą być łatwe w obsłudze i pewne co do swej jakości w pracy.

Wywrotki powinny posiadać urządzenia utrwalające koleby i skrzynie oraz zabezpieczające je przed wywróceniem.

Chodzenie po torowiskach wymaga czujności i uwagi.

Do obsługi parowozów wolno używać tylko przeszkolonych fachowców ponad 18 lat życia.

Zestawy wagonów należy dawać w odstępach co najmniej 10 m.

Manewrowanie i przetaczanie odbywać się musi przy użyciu sygnalizacji przez wprawne przetokowe.

Długość pociągu musi być tak dobrana, aby na największym spadzie toru istniała pewność zahamowania go.

Przy spadkach większych niż 1 : 100 należy zwierzęta pociągowe przyprząć z boku wagonu na długiej uprząży łańcuchowej, aby nie były narażone na potrącenie.

Przy spadkach większych jak 1 : 30 zwierząt używać nie wolno.

Woźnica idzie z boku przy zwierzętach pociągowych.

Należy zabronić siadania i stania na zderzakach, sprzęgłach, ścianach i dachach wagonów oraz na stopniach wagonów.

Ładować i wyładowywać wagony tylko wtedy, gdy nie są w ruchu.

Ładunek musi być rozłożony równomiernie i zabezpieczony od przesuwania się i nie może przekroczyć dozwolonej nośności wagonu.

Przy kolejkach linowych na pochyłościach należy często sprawdzać liny ciągnące i hamulce.

Stanowiska obsługi kolejek na pochylniach powinny być tak dobrane, aby trasę kolejki można było objąć wzrokiem.

Rusztowania pomocnicze czyli pomocnicze budowle czasowe niezbędne dla wzniesienia budowli stałych.

Rozróżnia się rusztowania: robocze, montażowe i formujące.

Rusztowania robocze mają unieść robotników i materiał. W tym znów rozróżniamy: stojakowe (lub dragowe-sztandarowe), wiszące (czasem podnoszone) na kobyłkach, drabinowe (wiedeńskie lub poznańskie).

Rusztowania montażowe muszą ponadto unieść całe elementy konstrukcji aż do czasu oparcia ich na zbudowanych podporach stałych.

Rusztowania formujące muszą ponadto wyróżniać się precyzją wykonania, gdyż służą one do nadania formy wznoszonej budowli i utrzymania materiału i ludzi.

Jako materiałów na rusztowania najczęściej używa się u nas drzewa sosnowego lub świerkowego i rzadziej dębu o stanie wilgotności 18—23% klasy niegorszej od V wg wskazań PN/B-442 i PN/B-1710.

Materiału z rozbiórki rusztowań nie należy niszczyć, gdyż może on być co najmniej 3-krotnie użyty do rusztowań.

Dla orientacji trzeba podać, że gwoździ używa się tej długości w calach, jakiej grubości w cm jest część przyłączana. Średnica gwoździa winna wynosić około 1/7 grubości przybijanego elementu.

Naprężenie dopuszczalne dla śrub przyjmować należy wg PN/B-190.

Ponadto używa się: kłamry 20—25 cm długich, 5—10 cm głębokich, 14—24 mm grubych; opaski—chomąta 5 cm szerokie i 5—10 mm grube; strzemiona 5 cm szerokie i około 5—10 mm grube.

Sposoby łączenia drewna są nam znane zasadniczo, a szczegóły znaleźć można w podręcznikach: inż. Czesława Gniewińskiego pt. „Rusztowanie budowlane” i inż. F. B. Gilberta „Ruchome rusztowanie murarskie”.

Podpory (słupy — stemple) opiera się zwykle na podwalinie. Dopuszczalne ciśnienie na grunt nie może przekraczać 2 — 3 kg/cm².

W budownictwie wodnym podpory mogą być stałe, budowane na palach wbijanych w dno rzeki lub pływające na kryptach czy pontonach o rozstawie 1 do 3 m.

Pal powinien być wbity aż do tak zwanego odboju, to znaczy — nie powinien się więcej zagłębiać pod wpływem uderzeń baby katarowej. Nastąpi to w momencie wyrównania siły tarcia na jego obwodzie z siłą uderzenia baby.

Jeżeli wysokość pali ponad dno przewyższa 3 m, należy je stężyć tężnikami poziomymi i ukośnymi oraz związać oczepek.

Obciążenie na 1 pal średnicy 20—25 cm można przyjąć od 18 do 23 ton (średnio 1 tona na 1 cm średnicy).

Belki (leżnie, rygi, podkłady i poręcze) muszą być zawsze sprawdzane co do swej wytrzymałości. Dopuszczalne naprężenie podają przepisy PN/B-1710.

Rusztowania stojakowe najczęściej stosuje się oparte na podwalinie ułożonej na gruncie (lub na oczepie); stojaki o wymiarze minimum 12 x 12 cm, względnie o średnicy 15 cm.

Odstęp stojaków około 2,30 m. Do wysokości 2,0 m można stosować pojedyncze stojaki, nachylając je ze spadem 2% w kierunku wznoszonej konstrukcji.

Stojaki przy wysokościach ponad 7 m stężyć się jak pale.

Rygi mają wymiar 25 cm szerokości i 36 mm grubości w przekroju i długości około 5 m.

Leżnie mają wymiary 14 x 14 cm w przekroju. Rozstaw leżni około 1,15 m, a długość 2,70 m. Deski pomostu około 2,70 m długości, grubości 32 mm.

Odbojnice są z desek wysokości 20 cm, grubości 32 mm, długości ok. 5 m. Przybija się je na krawędzi pomostu, poręcz na wysokości 90 — 110 cm, tych samych wymiarów co odbojnice.

Odległość między pomostami 2,25 m. Dla komunikacji między pomostami stosuje się schodnie pochylne o nachyleniu 1:2, szerokości 100 cm, z desek 36 mm grubości z nabitymi listewkami 4 x 6 cm, w odległości co 40 cm, z bocznym odbojnikiem i poręczą jak wyżej.

Podesty spocznikowe muszą być wygodne dla potrzeb ruchu i zabezpieczone poręczą i odbojnicami. Przy długich rusztowaniach należy przewidzieć ponadto drabiny o rozstawie 65 cm szerokości, usztywnione, z doborowego drewna długości około 8 m, ze stopniami co 20 cm, dobrze zamocowanymi, przybitymi 2 mm gwoździami we wcięciu.

Rusztowania na kobyłkach albo kozłach. Kozły buduje się o wymiarach dostosowanych do potrzeb, przy potrzebnym podwyższeniu od 0,5 m do 2,0 m — bardzo rzadko wyżej. Nogi kozłów daje się o wymiarach od 5 x 5 cm do 10 x 10 cm, grzbiet o wymiarach od 10 x 10 cm do 14 x 14 cm, długości do 2 m, stężące deski o wymiarze 20 x 3,2 cm.

Kozły należy tak ustawiać, żeby odległość grzbietów równolegle ustawianych nie przekraczała 1,5 m. Na grzbietach tych układa się czasem leżnie, a najczęściej wprost pomost dwuwarstwowy z desek 3,5 cm oraz 3,2 cm grubości, zależnie od obciążenia.

Należy zachować dużą ostrożność przy budowie rusztowań, jak i ich rozbiórce, uważając, żeby zatrudnieni przy tym ludzie nie byli narażeni na utratę życia lub zdrowia.

Zabronione jest zrzucanie jakichkolwiek materiałów i narzędzi w czasie pracy ludzi na niższych poziomach.

Gwoździe sterczące należy zagiąć i dobić.

Drzewo niepewne z uwagi na nadbutwienie, pęknięcia itd. należy odrzucić i do budowy rusztowań nie używać.

Przy rozbiórce rusztowań zachować również ostrożność, jak i przy budowie.

Rusztowanie bez względu na to, jak długo ma służyć, musi być pewne i bezpieczne, gdyż chodzi tu o życie człowieka pracy.

Rusztowania formujące i deskowania dla robót betonowych i żelbetonowych. Na szalowanie nie należy brać zbyt suchych desek, gdyż po nasiąknięciu wodą z betonu zdeformują się.

Deskowania muszą być tak skonstruowane, aby ich rozbiórka nie stwarzała możliwości nieszczęśliwego wypadku i żeby była stosunkowo łatwa.

Wszelkie szczegóły odnośnie instrukcji w tym zakresie znaleźć można w cytowanym wyżej podręczniku Gniewińskiego, podającym gotowe i praktyczne wzory.

Przy obliczeniach deskowania należy pamiętać, że 1 m³ betonu waży ok. 2,6 tony. Taczka naładowana betonem wraz z robotnikiem waży ok. 250 kg/m², wózek na torze ok. 400 kg/m², stemplowanie ok. 25 kg/m².

Na ściany i słupy betonowe działa także parcie hydrostatyczne. Z tej przyczyny należy zwiększać ilość jarzm ku dołowi w słupach i umacniać dolne partie deskowania ścian, posługując się wzorem

$$P = \frac{1}{2} H^2 \cdot \gamma \text{ ton/m}^2$$

gdzie H = wysokość napełnienia,

γ = ciężar właściwy betonu — ton/m³

$P = \frac{1}{2} H p$

$p = \gamma H$ = parcie jednostkowe.

Deskowania należy obliczać dla mostów belkowych i łukowych, przyjmując ciężar własny + obciążenia zewnętrzne (a więc ciężar betonu, uzbrojenia, ludzi, środków transportowych i narzędzi).

Przy rusztowaniach montażowych uwzględniać ponadto ciężar montowanych konstrukcji.

Studnie.

Przy budowie studzien i szybów należy korzystać z niniejszych przepisów, nie zapominając o obudowie i rozparciu wykopu. Przy zapuszczaniu płaszcza cembrowin zabronione jest dokonywanie podkopów głębszych niż 0,5 m. Przy głębokości 1,6 m należy już zapuszczać równocześnie drabinę i linkę bezpieczeństwa.

Roboty betonowe.

Patrz — przepisy PN/B—653 oraz zalecenia co do bezpieczeństwa pracy podane w podręcznikach prof. Nechaya.

Roboty na wodzie.

Robotnicy muszą umieć pływać. Należy mieć jedno koło ratunkowe wraz z linką na każdych 5 ludzi.

Roboty kafarowe.

Roboty te wymagają użycia przeszkolonych i zgranych ludzi, aby możliwość wypadków zmniejszyła się do minimum.

Sypianie wałów, grobli i nasypów.

Mają tu zastosowanie przepisy i instrukcje specjalne, jak przy innych robotach, oraz podane przez Departament Wodno - Melioracyjny Min. Roln. i Ref. Roln. przepisy wykonawczo - techniczne. Przestrzeganie ich zapewni niewątpliwie bezpieczeństwo tych robót.

Należy tu szczególnie uważać na środki transportu mas ziemnych, a więc najczęściej kolejki robocze, o których była już mowa poprzednio.

Zwalczanie alkoholizmu oraz przestrzeganie higieny życia codziennego, pilnowanie się instrukcji technicznej wykonawstwa oraz systematyczne uzupełnianie swych wiadomości zawodowych — gwarantuje bezpieczeństwo i zadowolenie z pracy.

DZIAŁ V — ENERGETYKA WODNA I TECHNIKA WODNO - SANITARNA

Inż. TADEUSZ R. SUSZCZEWSKI

Przegroda w Génissiat na Rodanie we Francji

W 1948 r. we Francji został uruchomiony w Génissiat nad Rodanie wielki zakład wodno-elektryczny o mocy 360 MW, produkujący 1550 miln. kWh rocznie. Rozbudowa zakładu przewiduje podniesienie mocy do 500 MW i produkcji do 1800 miln. kWh energii elektrycznej rocznie. Wskutek budowy zapory powstał zbiornik wodny o pojemn. 53 miln. m³. Budowa zapory pochłonęła ca 454 tys. m³ betonu i trwała z przerwami 11 lat.

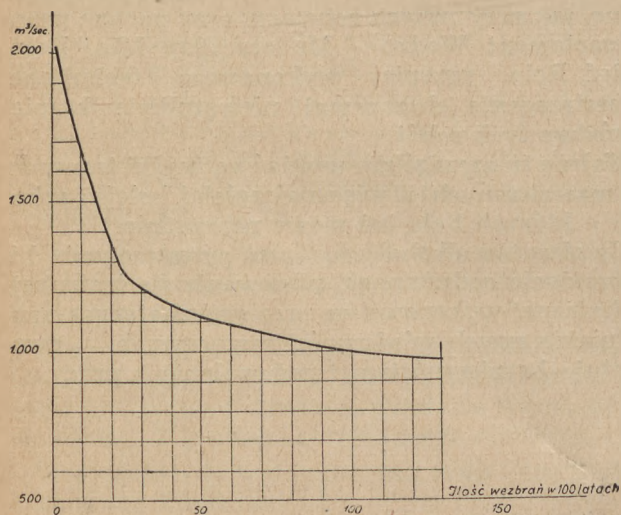
Wstęp.

We Francji wybudowano największą w zachodniej Europie przegrodę doliny i największy zakład wodno - elektryczny. Obiekty te jednak ustępują takiemu olbrzymowi w Europie, jakim jest Dnieprostroj na Wołdze.

Zaznajomienie czytelników z założeniami projektu, przebiegiem budowy i niektórymi szczegółami technicznymi będzie celem niniejszego artykułu.

Projekt przegrody w Génissiat wykonany był dawno, bo tuż po pierwszej wojnie światowej, budowę zaś rozpoczęto dopiero przed drugą wojną światową (1937 r.); trwała ona długo (11 lat), pokonując liczne momenty trudności, między innymi najtrudniejszy okres wojny.

Zakład w Génissiat ma produkować 1.800.000.000 kWh rocznie i ma na celu zaopatrzenie przemysłu regionu Paryża w energię elektryczną oraz obsłużenie sieci kolei zelektryfikowanych pomiędzy Paryżem a wybrzeżem śródziemnomorskim, zbiornik zaś w Génissiat ma stworzyć możliwości nawodnienia znacznych obszarów.



Rys. 1. Wielkie wody Rodanu w Génissiat.

Położenie i dane hydrologiczno-geologiczne.

Miejscowość Génissiat znajduje się na prawym brzegu Rodanu w odległości 50 km od Genewy i około 70 km od Lyonu. Rodan po przekroczeniu granicy szwajcarskiej wchodzi w głęboką i bardzo wąską dolinę, na końcu której zaprojektowano przegrodę. Wysokość przegrody pozwoliła na utworzenie zbiornika, którego cofka sięga do granicy szwajcarskiej (23 km). Zlewnia Rodanu w Génissiat obejmuje 10910 km² (wraz z jeziorem Lemańskim). Przepływ średni Rodanu wynosi 380 m³/sek, przepływ małej wody 140 m³/sek, a wody najwyższej (w 1616 i 1910 r.) — 2000 m³/sek (rys. 1).

Wybór miejsca na przegrodę i zbiornik był zrobiony trafnie. Największe i najwygodniejsze do wykorzystania zasoby sił wodnych we Francji znajdują się na Rodanie, na jego lewych dopływach. Jezioro Lemańskie położone w Szwajcarii tworzy pierwszy naturalny zbiornik wody Rodanu. Tym się tłumaczy dlaczego następny z kolei zbiornik na Rodanie powstał w Génissiat. Na zachód od Génissiat leży pasmo gór „Jura“, u stóp których rozpościera się równina o zmiennej szerokości. Na tej równinie znajduje się graniczne miasto Bellegarde oraz kolej i droga kołowa. Poniżej Bellegarde Rodan wpada



Rys. 2. Rodan poniżej Bellegarde — „La perte du Rhône”.

w głęboki wąwóz o urwistych prawie pionowych ścianach bocznych (canon), zwany „Perte du Rhône“ (rys. 2).

Budowa zbiornika na tym odcinku Rodanu pozwoliła na zmagazynowanie poważnej ilości wody bez zalania terenów uprawnych lub zamieszkałych, szerokość zaś równiny była wystarczająca na przeprowadzenie kanału nawigacyjnego i śluz.

Skała wapienna, służąca za podłoże fundamentów przegrody, była w dobrym stanie. Szczeliny karstyczne, które znajdowały się we wszystkich wapieniach, były na ogół wypełnione piaszczystą gliną, pochodzenia trzeciorzędowego, zwartą i wytrzymałą. Wykonane zastrzyki pochłonęły małą ilość cementu.

Roboty przygotowawcze rozpoczęły się w 1937 r. Głównym problemem do rozwiązania dla konstruktorów Genissiat było odprowadzenie wód Rodanu z placu budowy przegrody, gdyż wielkość przepływu Rodanu podczas niskich stanów wynosiła nie wiele mniej od 200 m³/sek, wysokie zaś brzegi nie pozwalały na budowę kanału otwartego, mogącego odprowadzić wodę w okresie budowy.

Zdecydowano się więc na budowę 2 sztolni roboczych, na obu stokach doliny. Zamknięcie jednak biegu wody wzdłuż starego koryta było bardzo trudnym zadaniem, ponieważ wymagało równoczesnego zahamowania wód na całej szerokości rzeki (ca 50 m). Wykonane sztolnie, jedna o długości 554 m, druga 614 m, każda o przekroju poprzecznym 85 m² i spadku 4 ‰, przy ustalonej max. chyżości wody 10 m/sek, pozwalały na przejście nie tylko przepływu minimalnego lecz i maksymalnego (1300 m³/sek).

Proces zamknięcia biegu wód odbył się w sposób następujący: po zbudowaniu prowizorycznego mostu zrzucono z niego wpierw tetraedry, tj. trójkątne ostrosłupy metalowe dużych rozmiarów (wewnątrz puste); w ślad za nimi poszły duże głazy skalne, kamienie, żwir i piasek. W ten sposób powstała pierwsza grodza od górnej wody. Druga grodza zbudowana została podobnie, nie miała jednak tego emocjonującego momentu zahamowania przepływu rzeki (rys. 4).

Zamknięcie Rodanu odbyło się w kwietniu 1939r.
i pomimo wielu trudności udało się dobrze.

W ślad za tym przystąpiono do usuwania skały pod fundamenty zapory oraz do odwodnienia całego terenu pomiędzy obiema grodzami. Grubość warstwy alluwii i innych drobnych części, które zalegały dolinę, a musiały być usunięte, wynosiła 25 m (rys. 3) Całkowita kubatura usuniętych skał i gruntu wyniosła 471750 m³.

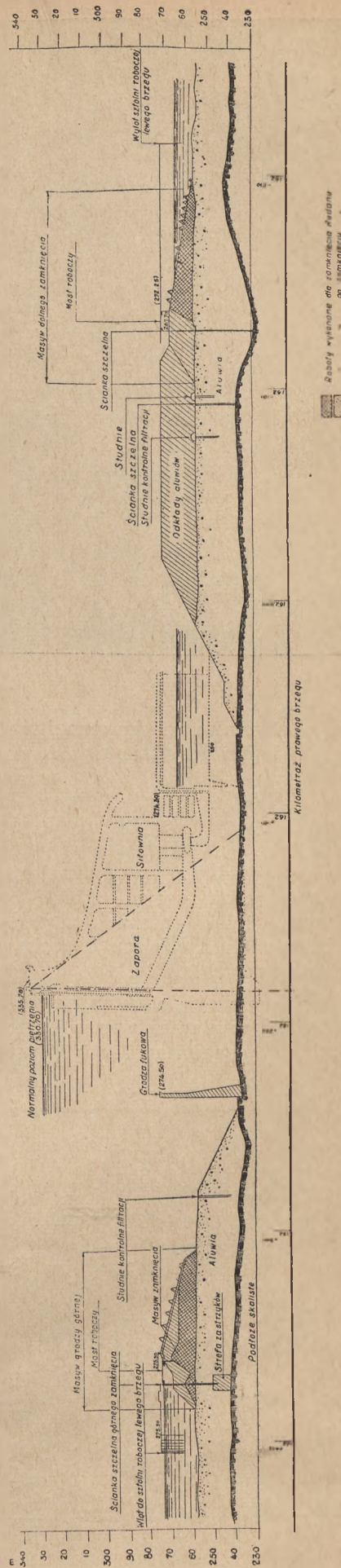
Roboty te dobiegały końca, gdy wybuchła wojna. Założenie fundamentów pod zapórę w odwodnionym korycie Rodanu nastąpiło na wiosnę w 1940 r. W czerwcu 1940 r. władze wojskowe zarządziły zamknięcie obu sztolni celem wprowadzenia wód rzeki z powrotem do koryta, z którego z takim trudem ją usunięto. Kubatura wykonanych betonów w tym okresie czasu wynosiła 41.000 m³. Był to moment spływu wielkich wód. W chwili opuszczenia zasuw obu sztolni od górnej wody, powstała fala 15 m, która runęła na plac budowy i w kilku zaledwie minutach zmiotła wszystko co się znajdowało na tym terenie, przewracając na dno wykopu 20-tonowe lokomotywy, 60-tonowe dźwigi i t d. Połowa grodzy od górnej wody, fundament zapory oraz cała grodza od dolnej wody uległy całkowitemu zniszczeniu.

Inżynierowie i robotnicy z żalem obserwowali zjawisko zniszczenia owoców swej pracy.

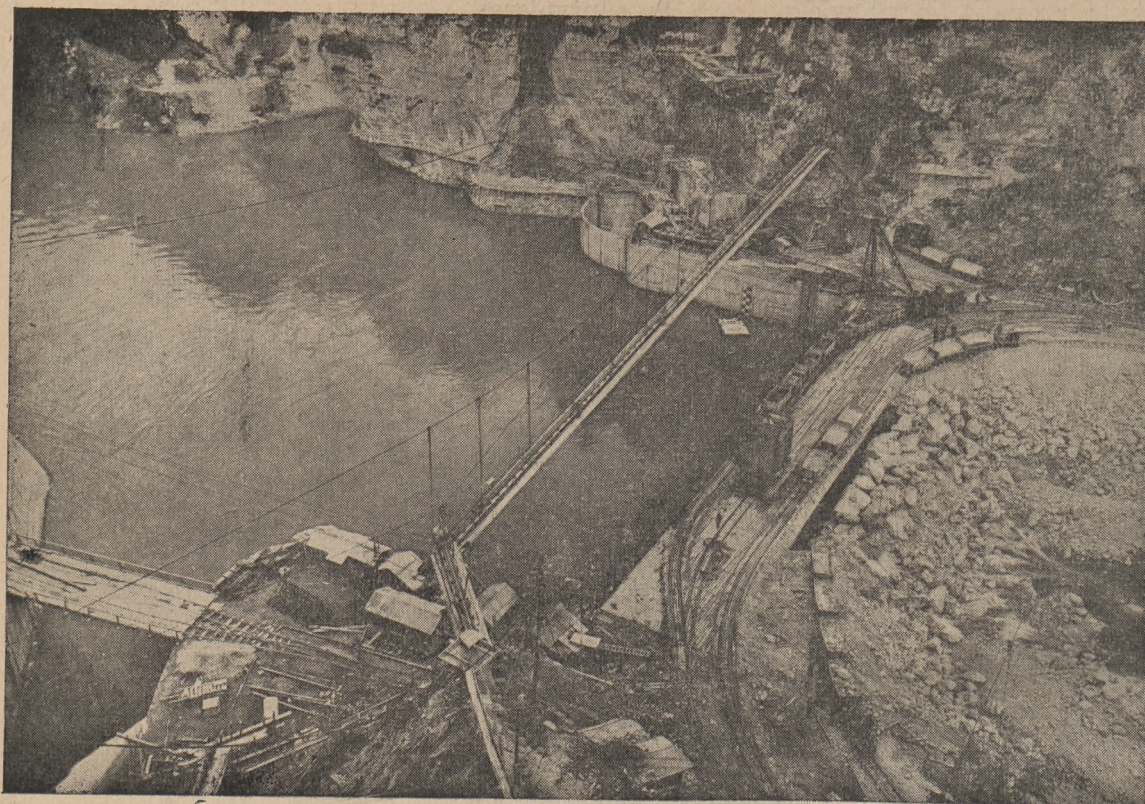
Gdy tylko okoliczności na to pozwoliły, budowa została podjęta na nowo. Potrzeba jednak było 8 miesięcy ażeby wszystkie do doprowadzić do porządku. Walka z rzeką stała się trudniejsza ze względu na nowe warunki w jakich znalazła się Francja. Nie można było przetrwać robót budowlanych, przytem należało ratować maszyny, które tam się znajdowały. Brak jednak było materiałów. Lecz w ciągu ciemnych lat okupacji dokonano wiele. Koryto rzeki znów odwodniono i Rodan popłynął przez sztolnie, fundamenty zaś pod zapórę zaczęto układać na nowo.

Przegroda.

Studia porównawcze wykazały, że przegroda łukowa zarówno cienka, jak i gruba nie daje żadnych oszczęd-



Rys. 3. Profil podłużny placu budowy.

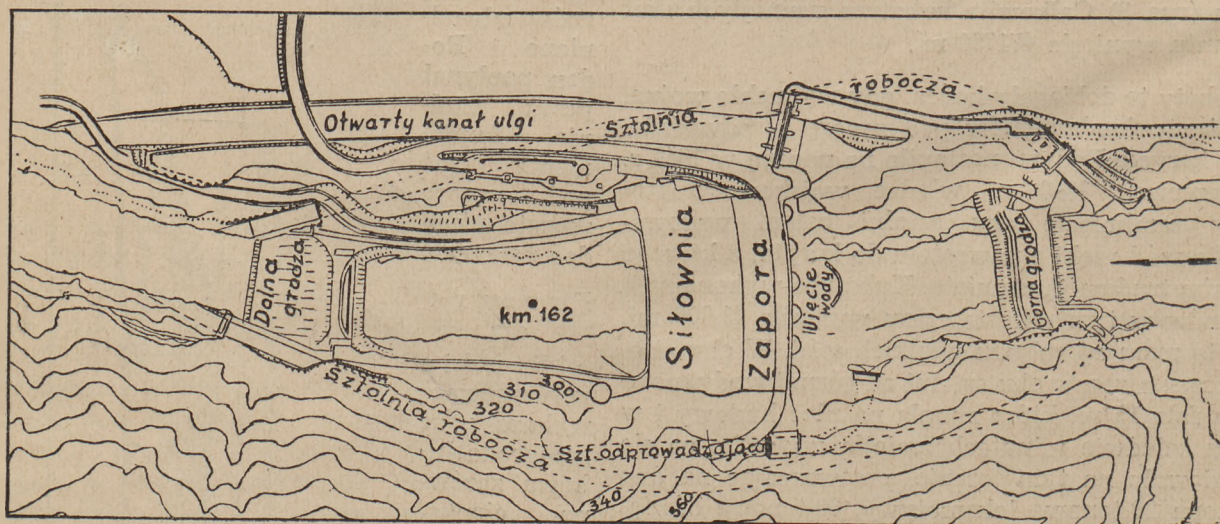


Rys. 4. Widok górnej grodzy po zamknięciu Rodanu.

ności w stosunku do klasycznej przegrody ciężkiej, mogącej lepiej przystosować się do danego profilu poprzecznego doliny, który w danym wypadku posiadał dokładny kształt litery U. Ponadto skała podłoża zapory i jej bocznych przyczółków okazała się mniej wytrzymała od betonu. Na prawym brzegu w przekroju zapory znaleziono szeroką kieszonkę karstyczną, istnienie której początkowo przewidywano tylko powyżej zapory. Zaprojektowanie więc w tym miejscu oparcia przegrody łukowej byłoby ryzykowne.

Zdecydowano się więc na przegrodę ciężką, zlewką wygiętą w planie, o promieniu 500 m i posadowiono ją w zwężeniu doliny, poniżej którego na

tychmiast następuje rozszerzenie (rys. 5). Przegroda posiada długość w koronie zaledwie 132 m pomiędzy brzegami, a 138 m w całości, podczas gdy zakład przylegający do zapory posiada długość całkowitą 145 m. Wymagało to pewnego wyżłobienia w skale, zwłaszcza, że szerokość zapory w poziomie stopy fundamentów wynosi 98,4 m, a szerokość koryta 51 m. Wysokość zapory ma przeszło 90 m (rys. 6). Ściana zapory od strony odwodnej jest prawie prostopadła (nachylenie od 0 do 0,10), zaś nachylenie zapory od strony odpowietrznej po spadku pionowym na wysokości 9 m schodzi w dół z nachyleniem 0,77 aż do dachu budynku zakładowego, stanowiącego 1/3 wysokości zapory.

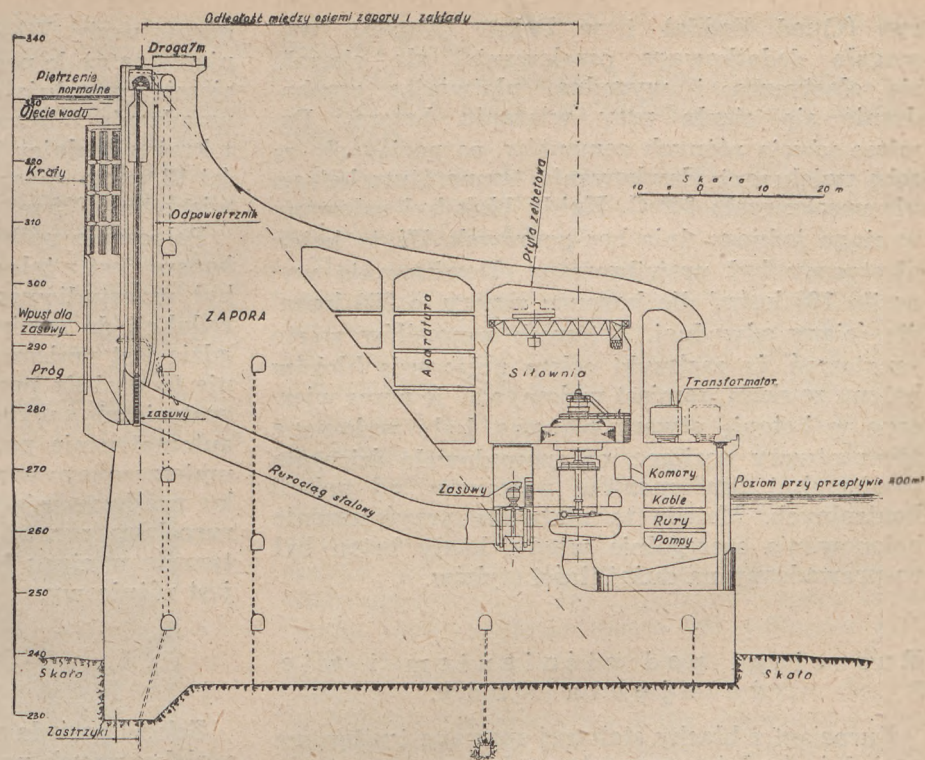


Rys. 5. Plan sytuacyjny budowy.

Rzędna korona zapory, która posiada szerokość 9 m, wynosi 335.70 m n.p.m., rzędna normalnego poziomu zbiornika 330.70 m n.p.m., a najniższa rzędna fundamentu 232 m. Pełna kubatura betonu według projektu wynosiła 440.000 m³, ułożono zaś o 13.700 m³ więcej.

W zaporze od górnej wody znajduje się 6 wież okrągłych na kształt osadzonych kominów, z których każda ma średnicę ca 12 m i wysokość 45 m. Są to ujęcia wody idącej do turbin. Rozmiary przewodów doprowadzających wodę pod ciśnieniem do turbin spowodowały przy budowie podział przegrody na 6 części o długości ca 25 m każda. Dwie części skrajne posiadają po 81 m wysokości, a dwie środkowe po 104 m i stanowią blok wspólny z zakładem, którego oparcie od strony odpowietrznej znajduje się na głębokości 32 m poniżej normalnego stanu wody.

Budowa zapory, która rozpoczęła się od układania fundamentów w wykonanych wykopach jeszcze przed wojną, trwała przez okres okupacji. W tym czasie udało się zgromadzić sprzęt i potrzebny materiał dla całego placu budowy; wyposażenie to, wprawdzie nieraz bardzo liche, pozwoliło jednak na uruchomienie robót.



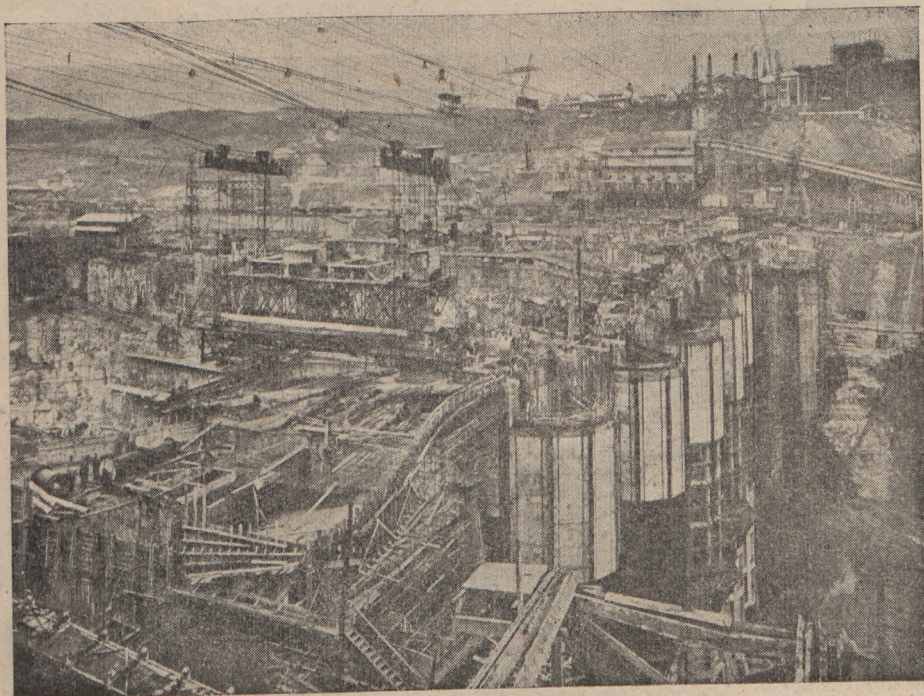
Rys. 6. Przekrój zapory i zakładu.

W 1944 r. było ułożonych tylko ca 45.500 m³ betonu. W 1945 r. liczba ta wzrosła do ca 149.000 m³, a w 1946 r. ułożono już 3 razy tyle, tak że w maju 1947 r. osiągnięto ogólną ilość ca 453.700 m³.

Układanie znacznych ilości betonu w ciągu roku było możliwe dzięki zmontowaniu odpowiedniej fabryki betonu, zgromadzeniu dużej ilości sprzętu mechanicznego i ogólnemu uzbrojeniu placu budowy (rys. 7).

Na prawym brzegu rzeki, gdzie była zmontowana fabryka betonu, niezliczone kable przechodziły z placu budowy do wszystkich części zapory, unosząc poruszające się wagoniki. Każdy z nich, zabierający do 10 ton cementu, poruszał się z szybkością 15 km na godzinę. Wszystkie sekcje ścian odwodnej samej zapory i punkty kontrolne obu sztolni, prowadzących wodę były połączone telefonem. Natomiast rozkazy do robót przy zaprze były podawane przez radio na krótkich falach.

Do betonowania zapory, każda jej część została ponadto podzielona na małe bloki, łączące się między sobą zaczepem. Objętość takiego bloku wynosiła 400 m³. Ta metoda betonowania, zastosowana już poprzednio w Algier-

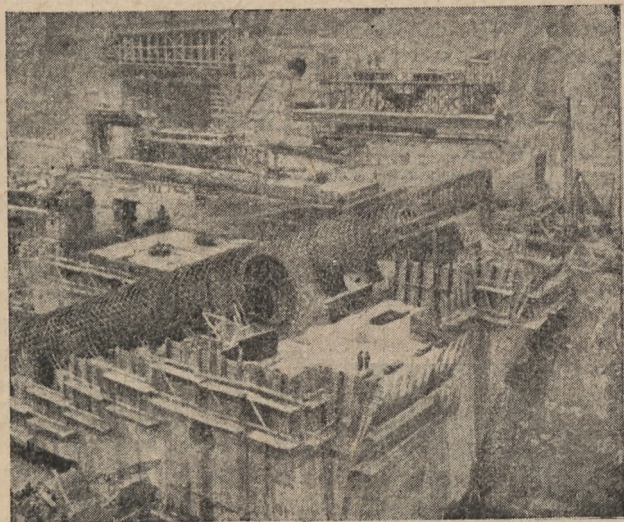


Rys. 7. Widok zapory w czasie budowy.

rze (Qued Fodda) i w Belgii (Eupen), wymagała dodatkowego oszalowania, ale okazała się elastyczna i wygodna, ułatwiając rozchodzenie się ciepła przy wiązaniu betonu. Pomimo użycia różnych cementów, co pociągnęło za sobą zwiększenie dawkowania, temperatura betonu nie przekraczała 30°C . Każdy blok był zalewany w ciągu jednego dnia bez poprawek. Użyty beton plastyczny był przewibrowany. Dawkowanie wynosiło 160 kg/m^3 dla korpusu zapory, a 250 kg/m^3 dla ściany odwodnej. Z innych szczegółów warto zanotować, że zastrzyki celem połączenia bloków betonu ze skałą, zamiast wykonywać je przez wiercone w betonie otwory pionowe, były wykonane przez otwory poziome, co spowodowało ścieranie powierzchni fundamentów począwszy od galerii kontrolnych. Metoda ta ułatwiała przyspieszenie betonowania szczególnie wtedy, kiedy beton był rozprowadzany na dużej ilości styków.

Rurociągi pod ciśnieniem i wieże ujęcia wody.

Rurociągi z blachy stalowej spawane i nitowane posiadają średnicę wewnętrzną $5,75\text{ m}$, zewnętrzną zaś razem z żebrami $7,80\text{ m}$ (rys. 8).



Rys. 8. Budowa rurociągów pod ciśnieniem.

Celem uniknięcia w zaprze powierzchni ześlizgu, powodującej zmniejszenie wytrzymałości, zdecydowano ułożone uprzednio na miejsce rurociągi obetonować bezpośrednio.

Celem uniknięcia zmiążdżenia rurociągów pod ciśnieniem świeżego betonu lub na skutek działania zastrzyków, rurociągi zostały zaopatrzone w oparte na zewnątrz metalowe żebra wzmacniające, które usztywniając rurociągi, ułatwiały znacznie manipulowanie nimi w momencie ich posadowienia na miejscu.

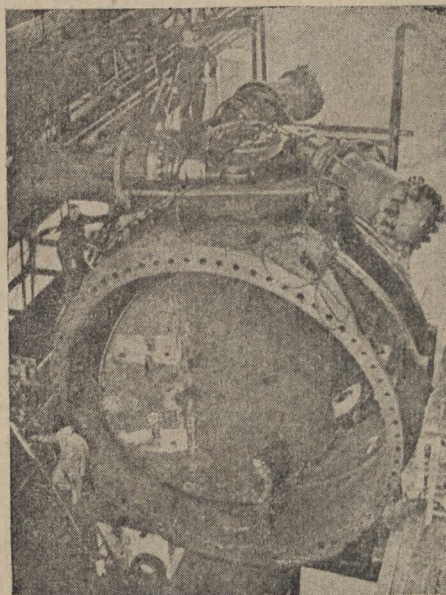
Rurociągi od turbin, prowadzące w górę do wieży ujęcia wody, posiadają przekrój półkolisty i są przymocowane do zewnętrznej ściany zapory od

górnej wody. Wieże ujęcia wody mają powierzchnie pełne aż do poziomu rzędnej 305 m . Na tym poziomie znajdują się wloty do wież, posiadające urządzenia zabezpieczające od zamulenia, złożone z krat o średnicy 10 cm i umieszczone na wysokości 15 m , to znaczy do rzędnej 320 , tworząc powierzchnię 235 m^2 w jednej grupie.

Połączenie półkolistej wieży z rurociągiem wykonane jest z żelazobetonu. Kształt tego połączenia był przestudiowany na modelu celem uzyskania redukcji do minimum strat ciśnienia. W miejscu, gdzie jest umieszczona przednia zasuwa, połączenie to posiada przekrój prostokątny. Zasuwa na gasienicach o wymiarach $7\text{ na }5,5\text{ m}$ jest kierowana automatycznie przy pomocy motorku oliwnego, umieszczonego w zagłębieniu przegrody. W wypadku przekroczenia dopuszczalnej chyżości wody w rurociągu, zasuwa przednia zamyka się automatycznie w ciągu 1 minuty . Pomiar chyżości wody jest różnicowy.

Zakład.

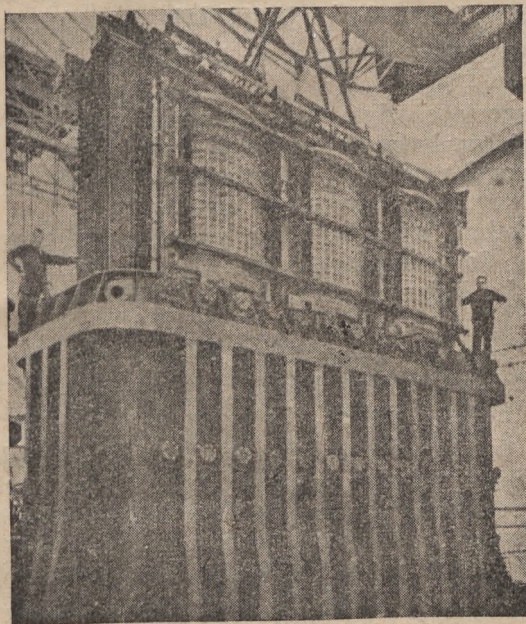
Zakład posiada miejsce na 6 grup turbozespołów, rozlokowanych na 6 przęsłach po 24 m długości każde. Ponadto istnieje dodatkowe przęsło — platforma dla demontażu. Na razie są zainstalowane tylko 4 grupy turbozespołów o łącznej mocy 360.000 KM . Montaż dwóch pierwszych grup postępował równolegle z budową zakładu i był ukończony na wiosnę 1948 r. , po czym po dokonaniu prób bez wypadku, pierwsze dwie grupy przystąpiły do pracy. Każda turbina systemu Francisa o wadze 600 ton z wirnikiem poziomym o wadze 35 ton i średnicy ca 4 m rozwija szybkość 150 obr/minutę . Przy średnim spadku $64,5\text{ m}$ turbina pochłania $120\text{ m}^3/\text{sek}$ i rozwija moc 90.000 KM . Maksymalny spadek 69 m daje moc 100.000 KM . Każda turbina jest chroniona przy pomocy zasuwy motylkowej o średnicy $5,2\text{ m}$, kierowanej przez 3 automatycznie działające motorki oliwne (rys. 9). Zasuwy mo-



Rys. 9. Zasuwa motylkowa.

tylkowe były zaprojektowane celem zredukowania do połowy przepływu 300 m³/sek przy pełnym otwarciu rurociągów. Zamykają się one w ciągu 30 sekund i mają na celu ograniczyć nadciśnienie, powstające z uderzenia 20-metrowego słupa wody. Mogą jednak wytrzymać obciążenie 90 m wody.

Generatory o wadze 750 ton każdy (z akcesoriami) są umieszczone w hali znajdującej się wyżej o 9 m. Hala posiada wymiary 23 m szerokości i 20,5 m wysokości. Generatory o 40 biegunach wytwarzają energię o napięciu 15.000 Volt. Napięcie to jest natychmiast przekształcane na 220.000 Volt, przez transformatory trzyczasowe o 70.000 kilo Volt/Amperów — chłodzone powietrzem. Każdy transformator waży 212 ton (rys. 10 i 11). Prąd o na-



Rys. 10. Transformator trzyczasowy w czasie montażu.

pięciu 220.000 Volt kierowany jest za pomocą kabli oliwnych do stacji rozdzielczej odległej od zakładu o 600 m i znajdującej się na prawym brzegu Rodanu.

Grupy (o dużej szybkości reakcji) posiadają PD² równe 13.225 ton/m², a ich stosunek krótkiego spiecia osiąga 1,6. Jedna z grup może funkcjonować z kompensatorem zsynchronizowanym i może pochłoniąć 55.000 kilo Volt/Amperów reakcyjnych.

Budynek zakładu przykryty jest grubą płytą żelbetową, opartą na żelaznych belkach dochodzącą do samej przegrody. Powierzchnia dachu wynosi 1 hektar. W ten sposób stworzono rozległe miejsce pomiędzy salą generatorów a przegrodą, wyiskane na urządzenia pomocnicze, stacje kierownicze, magazyny itd. Kierowanie zakła-

dem jest półautomatyczne. Zabezpieczenie grup systemu Fallon.

Zakład nosiada jeszcze 2 grupy pomocnicze o mocy 2500 KM, które wytwarzają prąd o napięciu 5000 Volt.

Dwa dźwigi obrotowe o wadze 250 ton mogą wzajemnie współdziałając, podnieść wirniki generatorów ważące 410 ton.

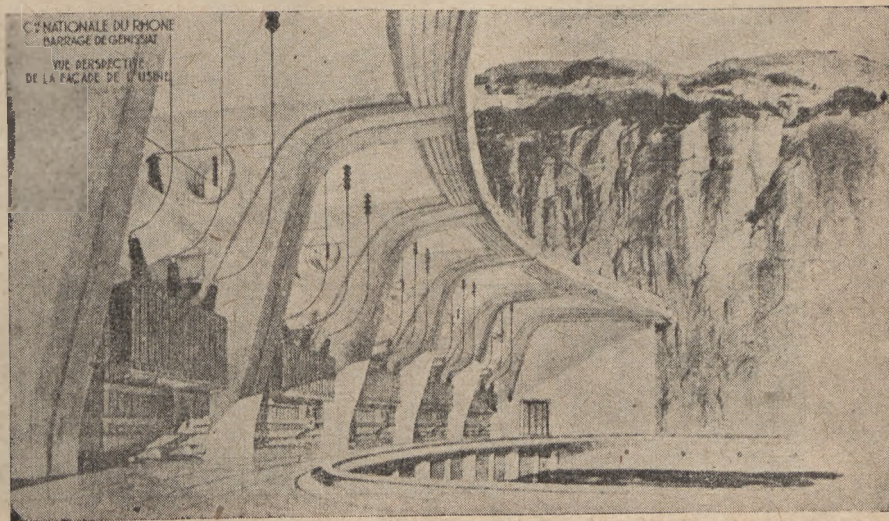
Hala turbin na całej długości zakładu posiada suwnicę, przy pomocy której można było zmontować turbinę i generator jednej grupy niezależnie od drugiej, przez co zredukowano okres montażu o 6 miesięcy. Cała grupa waży łącznie 1700 ton.

Pierwsze 4 grupy mogą wyprodukować w ciągu średniego roku 1550 milionów KWh, z których 800 milionów w pełnych godzinach, a resztę — 750 milionów w godzinach największego nasilenia zapotrzebowania energii elektrycznej, czyli w momencie pokrycia szczytów. Piąta grupa, która została zamówiona w 1948 r., po zmontowaniu będzie mogła wyprodukować dalsze 140 milionów kWh.

Nierównomierne odpływy wody z pod turbin zakładu w Génissiat będą wyrównane przez zbiornik w Sevssel, projektowany kilka kilometrów poniżej Génissiat. Na tym następnym stopniu doliny Rodanu można będzie uzyskać produkcję jeszcze dalszych 200 milionów kWh w roku.

Odprowadzanie wód powodziowych i oczyszczanie zbiornika retencyjnego.

Odprowadzenie wód ze zbiornika odbywa się 2 sposobami. Pierwszy sposób polega na odprowadzeniu wód powodziowych za pomocą otwartego kanału ulgi, położonego na prawym brzegu i posiadającego długość 550 m oraz przekrój przeciętny 240 m² (rys. 12). Kanał kończy się 40-metrowym spadem i łączy się z korytem rzeki w odległości 400 m od zakładu. Spad w dolnej swojej części posiada platformę kierującą spadek wody do środka koryta rzeki. Materac wodny i alluvia o łącznej grubości 35 m ułatwiają zniszczenie energii zrzutu wody. Mimo to przewiduje się bagrowanie tworzących się tam odsypisk.



Rys. 11. Widok fasady zakładów i transformatorów.

Kanał odprowadzający może przepuścić 2700 m³/sek przy stanie zbiornika na rzędnej 335,7. Kanał od górnej wody zamknięty jest trzema grupami podwójnych zasuw, ustawionych jedna nad drugą w 3 przesłach oddzielonych od siebie filarami. W każdym prześle zasuw górna i dolna oddzielone są od siebie stałą belką żelbetową o wysokości 5,5 m, która tworzy maskę dla otwartych zasuw.



Rys. 12. Zakończenie kanału ulgi wód powodziowych na prawym brzegu.

Zasuw są płaskie na gąsienicach, górna warstwa wody przelewa się do warstwy dolnej i niszczy częściowo swoją energię.

Drugi sposób polega na odprowadzeniu wód powodziowych za pomocą sztolni podziemnej na lewym brzegu. Sztolnia na początku posiada przekrój kwadratowy o powierzchni 100 m², następnie zaś przechodzi w trzy tunele równoległe o przekroju eliptycznym, które posiadają wyloty w sztolni roboczej. Na początku tuneli eliptycznych od górnej wody znajduje się komora zasuw, umieszczona tuż przy lewym brzegu. Posiada ona 3 zasuwę z wodzidłami o wymiarach 6,5 m x 2,75 m, unoszącymi ciężar 900 ton i poruszonymi za pomocą automatycznych motorów oliwnych. Progi zasuw są na rzędnej 286, to znaczy o 50 m poniżej maksymalnego poziomu zbiornika. O ile sztolnia początkowa znajduje się pod ciągłym ciśnieniem wody, o tyle sztolnie eliptyczne i sztolnia robocza tego nie posiadają i mogą być odpowiednio przewietrzane.

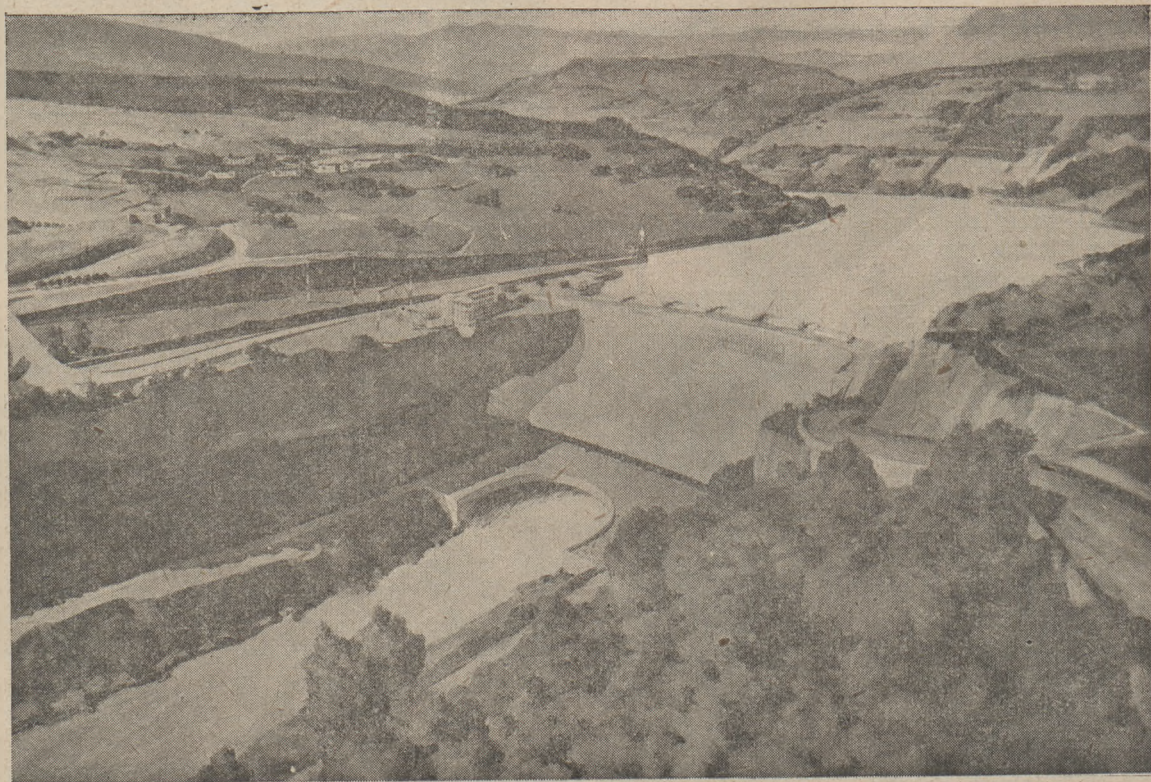
Tym sposobem można przepuścić maksimum 1300 m³/sek.

Łącznie obydwa sposoby umożliwiają odprowadzenie wody ze zbiornika w ilości 4000 m³/sek, to znaczy 2 razy tyle, ile wynosi najwyższy zanotowany w historii przepływ Rodanu.

Sztolnia lewego brzegu ponadto jest przystosowana do przeprowadzenia 2 milionów m³ piasku i mułu, które co roku będą się odkładać w zbiorniku.

W lecie, przy przepływie Rodanu równym 500—600 m³/sek, można będzie, otwierając lewy kanał ulgi, obniżyć zwierciadło wody od 25 do 30 m.

W ten sposób na terenie zbiornika, znajdującego się w ciasnym wąwozie, przy takim obniżeniu zwierciadła wody powstanie nowa rzeka o spadku większym aniżeli naturalny spadek Rodanu pomiędzy Genewą a Génissiat. Nowa rzeka będzie



Rys. 13. Widok całości zapory (makieta).

miała konfigurację analogiczną do tej, która była na Rodanie szwajcarskim przed budową przegród Verbois i Chancy - Pougny. Spadek ten pozwoli na uniesienie mułu i piasku z obu górnych zbiorników.

Pozostaje jeszcze powiedzieć o początkowej części sztolni roboczej na lewym brzegu, która będzie wykorzystana dla wprowadzenia w ruch opróżniania zbiornika. Rurociąg o przekroju 22 m², przepuszczający 600 m³/sek, przy normalnym stanie wody w zbiorniku przechodzi przez korek zamykający sztolnię roboczą lewego brzegu. Rurociąg ten jest zamykany zasuwą na gąsiennicach o wymiarach 6,40 x 3,50 m, kierowaną przez automatyczny motor oliwny, mogący regulować przepływ.

Na samym początku sztolni roboczej umieszczono wieżę żelbetową 75 m wysokości, w której znajduje się zasuw wejściowa do sztolni roboczej, mająca za zadanie służyć jako grodzia zapasowa dla całego systemu opróżniania dna zbiornika. Zasuw posiada wymiary 11 m x 9 m i porusza się na gąsiennicach, wytrzymując obciążenie 7000 ton.

E f e k t y p r z e g r o d y w G é n i s s i a t i u w a g i k o ń c o w e .

Zbiornik w Génissiat magazynuje 53.000.000 m³ wody. Objętość ta jest stosunkowo mała w porównaniu do przepływu Rodanu. Drugą i główną rezerwą wodną jest jezioro Lemán, które może wyrównywać przepływy nie tylko w lecie, jak to czyni Génissiat, ale i w zimie.

Zbiornik w Génissiat będzie używał normalnie warstwę 5-metrową dla produkcji energii elektrycznej i wyjątkowo 10-metrową w zimie, w godzinach pełnego lub szczytowego obciążenia.

Przegroda w Génissiat może spiętrzyć zwierciadło wody normalnej z 330,70 m do 335,70 m

n.p.m. w okresie przyboru wody powodziowej nadzwyczajnej, która w ten sposób zostanie przychwycona i wyrównana.

Drugim efektem zbiornika Génissiat na Rodanie jest wyrównanie spadku zwierciadła wody, który normalnie wynosi 3/0⁰ oraz umożliwienie w ten sposób żeglugi na rzece. Kanał ulgi prawego brzegu w przyszłości ma być zdublowany, aby stworzyć połączenie nawigacyjne zbiornika z dolnym Rodanem w miejscu odległym o 1200 m w dół od przegrody. Powstać tam ma śluza 3-komorowa, po 23 m spadku w każdej komorze, względnie wyciąg mechaniczny dla statków. W ten sposób stworzenie zbiornika żeglownego pomiędzy granicą szwajcarską i Génissiat na miejscu dawnych progów Rodanu, słynnych ze swej ciasnoty i swej cechy „nie do przebycia“, rozwiązuje główną trudność i pokonuje największą przeszkodę dla żeglugi, jaka istnieje do tej pory pomiędzy Lyonem a Genewą.

To rzadkie dla Francji połączenie dużych przepływów z dużym spadkiem, wykorzystane pod względem energetycznym w Génissiat stało się równocześnie przyczyną dużych trudności przy budowie zapory, która tworzy, jak wspomniano, 69-metrowej wysokości stopień wodny. Pozostałe stopnie Rodanu nie przekroczą 25 m.

Roczny koszt własny jednej wyprodukowanej kWh w porównaniu do innych zakładów wodno-elektrycznych jest wyjątkowo niski.

Zatrudnienie w okresie budowy przegrody w Génissiat osiągnęło w swoim szczytowym punkcie na wiosnę 1947 r. liczbę 4000 robotników (w tym było zatrudnionych 625 jeńców wojennych). Liczba godzin pracy dla całości robót wyniosła 43 miliony.

Na końcu warto dodać, że w 1944 r. Génissiat było centrum zaopatrzenia ruchu oporu (maquis).

Inż. LEONARD SKIBNIEWSKI

Samoooczyszczanie się rzek

W artykule poruszone jest zagadnienie samoooczyszczania się rzek dwoma drogami przy dopływie wód zużytych: b e z t l e n o w ą , gdy ścieki zalegają grubszą warstwą na dnie odbiornika podobnie do procesów w gnilniach studni Imhoffa i t l e n o w ą przez rozkład zanieczyszczeń organicznych, unoszonych w wodzie z dostateczną ilością tlenu. Obie drogi pod wpływem naturalnych procesów biologicznych prowadzą do jednakowego celu: mineralizacji związków organicznych i oczyszczania wody.

Każdy odbiornik ścieków posiada właściwą sobie zdolność ich oczyszczania, którą z pewnym przybliżeniem możemy obliczyć matematycznie. Do czasu, gdy stosunek dopływu ścieków do przepływu odbiornika pozostaje poniżej dopuszczalnej granicy, odbiornik przyjmuje wody zużyte bez szkody

dla siebie, a nawet z pewnym pożytkiem, gdyż wtedy ryby zyskują stosunkowo znaczny zasób pokarmu.

Istnieją dwie drogi samoooczyszczania się rzek przy dopływie wód zużytych. Jedną z nich jest sposób beztlenowy (anaerobowy) zachodzący, gdy

ścieki zalegają grubszą warstwą na dnie odbiornika, który to sposób możemy porównać z procesami zachodzącymi w gnilniach studni Imhoffa, a drugą — tlenowy (aerobowy) przez rozkład zanieczyszczeń organicznych unoszonych w wodzie z dostateczną ilością tlenu. Obie drogi pod wpływem naturalnych procesów biologicznych prowadzą do jednakowego celu: mineralizacji związków organicznych i oczyszczania wody.

Proces anaerobowy rozkładu znajdujących się w ściekach zawieszin następuje, gdy ilość tlenu w wodzie nie wystarcza do rozwoju bakterii, które rozkładają (mineralizują) zanieczyszczenia organiczne. Zjawiają się wtedy bakterie beztlenowe (anaeroby) powodujące proces gnilny; rozkład zanieczyszczeń organicznych wymaga wtedy dłuższego czasu (kilkunastu miesięcy), powstają przy tym gazy (przeważnie H_2S) działające zabójczo na florę i faunę wodną.

Rozkład osadów ściekowych w wodzie przy dostatecznej ilości powietrza przebiega bez wspomnianych skutków ujemnych i znacznie prędzej (około 3 tygodni), dlatego też winniśmy dążyć aby w odbiornikach ścieków zachodziły wyłącznie procesy aerobowe.

Ukształtowanie się jednego lub drugiego procesu poza zjawiskiem osadzania się namułu dennego zależy również od tlenowego bilansu w wodzie, który powinien być zawsze dodatni, tj. zużycie tlenu przez procesy biologiczne związane z rozkładem ścieków, powinno się bez większych trudności wyrównywać z dopływem tlenu, który woda otrzymuje wchłaniając z zewnątrz powietrze.

Jako wskaźnik wyjściowy zapotrzebowania tlenu niezbędnego do zmineralizowania organicznych zanieczyszczeń w ściekach miejskich przyjmujemy tę ilość, którą bakterie, rozkładające związki organiczne w temperaturze 20° zużywają w ciągu 5 dni.

Wskaźnik ten wynosi:¹⁾
na rozkład grubszych ścieków znajdujących się w ściekach (zatrzymywanych w osodniku) 19 g/mieszk.
na rozkład roztworów i koloidów 35 g/mieszk.
R a z e m 54 g/mieszk.

Jeśli rozkład zanieczyszczeń odbywa się w temperaturze $20^\circ C$, to każdego dnia zużywa się 20,6% tlenu niezbędnego do zmineralizowania pozostałej jeszcze ilości zanieczyszczeń organicznych.

Gdy przyjmujemy, że wymieniony 5-dniowy wskaźnik tlenowy = 1, to zużycie tlenu celem pełnego rozkładu zanieczyszczeń w temp. $20^\circ C$ wyniesie 1,46. Pierwszego dnia zużywa się 20,6% tej ilości, tj. $1,46 \times 0,206 = 0,30$ pięciodniowego wskaźnika; drugiego dnia 20,6% pozostałej reszty, tj. $(100 - 20,6) \times 0,206 = 16,3\%$; $1,46 \times 0,163 = 0,24$ 5-dniowego wskaźnika itd.

Zużycie tlenu w wodzie z dostateczną jego ilością, w różnych temperaturach, odniesione do 5-dniowego wskaźnika przyjętego za 1 — ilustruje tablica I').

TABLICA I.

Zużycie tlenu w wodzie odniesione do 5 dniowego wskaźnika przy rozkładzie ścieków w różnych temperaturach.

Dni	5°	10°	15°	20°	25°	30°
1	0,11	0,16	0,22	0,30	0,4	0,54
2	0,21	0,30	0,40	0,54	0,7	0,91
3	0,31	0,41	0,56	0,73	0,93	1,17
4	0,38	0,52	0,68	0,88	1,11	1,35
5	0,45	0,60	0,79	1,00	1,23	1,47
6	0,51	0,68	0,88	1,10	1,31	1,56
7	0,57	0,75	0,95	1,17	1,40	1,62
8	0,62	0,80	1,01	1,23	1,45	1,66
9	0,66	0,85	1,06	1,28	1,49	1,69
10	0,70	0,90	1,10	1,32	1,52	1,71
12	0,77	0,97	1,17	1,37	1,56	1,73
14	0,82	1,02	1,21	1,40	1,58	1,74
16	0,85	1,06	1,24	1,43	1,59	1,75
18	0,90	1,08	1,27	1,44	1,60	1,76
20	0,92	1,10	1,28	1,45	1,61	—
25	0,97	1,14	1,30	1,46	—	—
Całkowite zużycie tlenu	1,02	1,17	1,32	1,46	1,61	1,76

Obliczając zapotrzebowania tlenu dla rozkładu zanieczyszczeń w zbiornikach wodnych winniśmy uwzględnić również rezerwę tego pierwiastka dla ryb w ilości 3 — 4 mg/l.

W wodzie mamy do dyspozycji tlen z 3 źródeł:

- własny zapas tlenu,
- pochłanianie tlenu z powietrza,
- produkcja tlenu przez rośliny podwodne.

Własny zapas tlenu w wodzie jest ograniczony punktem nasycenia, który jest funkcją temperatury i wynosi w temperaturze:

0° 5° 10° 15° 20° 25° 30°
14,6 12,8 11,3 10,2 9,2 8,4 7,6 mg/l

Pochłanianie tlenu z powietrza przez wodę może odbywać się w ilości, która uzupełnia istniejący lub będący w stadium zużycia zapas tlenu do punktu nasycenia i wzrasta wraz z jego niedosytem i szybkością przepływu wody. Obliczając pochłanianie w temperaturze 20° przez powierzchnię wodną możemy posilkować się tablicą II').

TABLICA II.

Ilość tlenu pobieranego przez powierzchnię wody w g/m^2 dobę.

Typ zbiornika lub cieku	Stopień nasycenia					
	100%	80%	60%	40%	20%	0%
Mały staw	0	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5
Większe jezioro . .	0	1,0	1,9	2,9	3,8	4,8
Wolno - płynąca rzeka	0	1,3	2,7	4,0	5,4	6,7
Większa rzeka . . .	0	1,9	3,8	5,8	1,6	9,6
Bystry potok	0	3,1	6,2	9,3	12,4	15,5
Potok górski	0	9,6	19,2	28,6	38,4	48,0

¹⁾ K. Imhoff, Taschenbuch der Stadtentwässerung, Berlin, 1941.

²⁾ K. Imhoff, Taschenbuch der Stadtentwässerung, Berlin, 1941, str. 226.

Produkcja tlenu przez rośliny podwodne odbywa się tylko przy świetle dziennym i w razie silniejszego nasłonecznienia może osiągnąć w ciągu dnia 4-krotną ilość punktu nasycenia. Jednakże ze względu na jej zmienność, w obliczeniach technicznych nie przyjmuje się pod uwagę.

Na podstawie przytoczonych danych możemy już obliczyć jaką ilość ścieków odbiornik będzie mógł przerobić bez szkody dla otoczenia, tj. ludności, flory i fauny. W obliczeniach tych winniśmy zawsze uwzględniać, że ze względu na warunki życiowe ryb zapas tlenu w wodzie nie powinien spaść poniżej 3–4 mg/l.

P r z y k ł a d: Miasto o 80.000 mieszkańców znajduje się nad małą zarybioną rzeczką, o szerokości zw. wody = 17 m, głęb. = 2 m i przepływie średniej małej wody = 10 m³/s. Należy obliczyć, czy rzeka będzie mogła przerobić znajdujące się w ściekach rozpuszczone zanieczyszczenia organiczne, tj. czy dla oczyszczania ścieków wystarczą osadniki bez uzupełniającego biologicznego oczyszczania.

1. Pięciodniowe biologiczne zużycie tlenu w temperaturze 20° C dla rozkładu rozpuszczonych zanieczyszczeń, które znajdują się w ściekach po wyjściu z osadnika wynosi 35 g/mieszk. W pierwszym dniu zużywa się 30% tej ilości (tablica I), tj. 10,5 g/mieszk. a dla całego miasta $10,5 \times 80000 = 840.0000$ g. Szybkość przepływu rzeki wynosi $\frac{10}{2 \times 17} = 0,3$ m/s, zatem

płynąca woda pokrywa w ciągu doby po wierzchnię $17 \times 0,3 \times 86.400 = 440.000$ m². Zużycie tlenu przez istniejące zanieczyszczenia wynosi $840.000 : 440.000 = 1,9$ g/m² dobę. Z tablicy II znajdujemy, że większa rzeka pochłania tlen w ilości 1,9 g/m² przy nasyceniu 80% w temp. 20°. Odpowiada to stałej zawartości tlenu w wodzie $9,2 \times 0,8 = 7,4$ mg/l, wobec czego pozostaje zawsze stała rezerwa tlenu dla ryb.

Celem uwidocznienia zmian w biologicznym zapotrzebowaniu tlenu dla rozkładu zawieszin organicznych w innych temperaturach powtórzymy powyższe obliczenia dla temperatury wody 10° i 25° C.

2. W temperaturze 10° C — 5-dniowe biologiczne zapotrzebowanie tlenu wg tablicy I wynosi 0,6 zasadniczego wskaźnika, czyli $35 \times 0,6 = 21$ g/mieszk. W pierwszym dniu zużywa się 0,16 tej ilości, tj. 3,4 g/mieszk., a dla całego miasta $3,4 \times 80.000 = 272.000$ g. Zużycie tlenu przez dopływające zanieczyszczenia wynosi $272.0000 : 444.000 = 0,6$ g/m² dobę. Mamy więc w tym wypadku warunki 3 razy bardziej sprzyjające niż w rozwiązaniu (1).
3. W temperaturze 25° C — 5-dniowe biologiczne zapotrzebowanie tlenu wynosi $1,23 \times 35 = 43$ g/mieszk. W pierwszym dniu używa się 0,4 tej ilości, tj. 17,2 g/mieszk., a dla całego miasta $17,2 \times 80.000 = 1.376.000$ g. Zużycie tlenu przez istniejące zanieczyszczenia wynosi $1.376.000 : 440.000 = 3,1$ g/m² dobę. W tym wypadku warunki rozkładu ścieków w stosunku do rozwiązania (1) wybitnie pogarszają się. Z powodu braku odpowiednich danych w tablicy II

(temperatura wody 25° C jest zjawiskiem rzadkim), trudno jest wysnuć wnioski właściwe, lecz z pewnym przybliżeniem możemy przypuszczać, że wystarczy tlenu do podtrzymania procesów aerobowych, natomiast zabraknie go dla ryb.

Przepisy polskie i obce normujące bezpośrednie odprowadzanie wód zużytych do odbiorników.

Przyjmując pod uwagę wymienione rozważania, większość państw wydała odpowiednie zarządzenia normujące sposób bezpośredniego odprowadzania wód zużytych do odbiorników.

Polskie przepisy dotyczące tego zagadnienia zostały wydane w dn. 12.VI.1930 i ogłoszone w Dzienniku Urzędowym Min. Spraw Wewnętrznych z tegoż roku pod poz. 226. Obowiązują one i obecnie. Ze względu więc na trudności znalezienia odpowiednich źródeł, przytaczamy je w całości.

„Tymczasowe normy, którym winny odpowiadać ścieki i wody zanieczyszczone, nadające się do bezpośredniego wpuszczania do naturalnych zbiorników wody.

1. Ścieki i wody zanieczyszczone nie powinny zawierać ciał i związków trujących.
2. Ścieki szpitali zakaźnych, wydziałów zakaźnych szpitali ogólnych, sanatoriów dla chorych na choroby zakaźne winny być bezwzględnie i skutecznie dezynfekowane.
3. Ścieki i wody zanieczyszczone mogą zawierać tylko niewielkie ilości zawieszin, nieprzekraczające 60 mg suchej substancji na 1 litr w zależności od miejscowych warunków.
4. Temperatura ścieków i wód zanieczyszczonych przy wpuszczaniu ich do naturalnych zbiorników wodnych nie powinna przekraczać +40°C.
5. Ścieki i wody zanieczyszczone wpuszczone do zbiorników wodnych naturalnych nie powinny mieć wyraźnego kwaśnego lub alkalicznego odczynu.
6. Ścieki i wody zanieczyszczone nie powinny mieć wyraźnego zapachu.
7. Ścieki i wody zanieczyszczone nie powinny mieć żadnego wyraźnego zabarwienia z wyjątkiem naturalnego zabarwienia niektórych wód naturalnych (np. błotnych), jeżeli te wchodzi w skład ścieków.
8. Ścieki i wody zanieczyszczone nie powinny tworzyć na powierzchni błonek składających się z tłuszczów zwierzęcych lub roślinnych albo z produktów naftowych.
9. Ścieki i wody zanieczyszczone oraz ich rozcieńczenia w pewnym stosunku wodą z odbiornika (stopień rozcieńczenia nie ma przekraczać stanu rozcieńczenia w warunkach najniższego poziomu wód w odbiorniku) nie powinny zagniewać w ciągu 5 dni w próbkach pobranych do zamkniętych naczyń szklanych przechowywanych przy 20° C.
10. Ścieki i wody zanieczyszczone nie powinny tak zmieniać składu flory i fauny wodnej naturalnych zbiorników, żeby te zmiany wskazywały na wyraźne zanieczyszczenie tych zbiorników

lub też żeby w nich dawał się zauważyć ogólny zanik normalnego życia stworzeń wodnych, w szczególności ryb.

11. Ścieki i wody zanieczyszczone a tym bardziej wody normalne, do których te ścieki są wpuszczone, nie powinny zawierać takich martwych zawiesin, które wyraźnie wskazują na zanieczyszczenie wody fekaliami ludzkimi“.

Jak możemy wnioskować z p. 3 wymienionego zarządzenia, ścieki przed skierowaniem ich do odbiornika, winny przejść przez piaskownik i osadnik, gdyż normalnie 1 m³ ścieków zawiera 713 g suchej substancji (w tym zawiesin organicznych 426 g i mineralnych 287g), co znacznie odbiega od wymienionych w tym punkcie 60 mg/l, tj. 60 g/m³.

Ustawa o rybołówstwie z dn. 7.III.1932 r. (Dz. U.R.P. poz. 357 z 1932 r.) zezwala na dalsze ograniczenia dotyczące wpuszczania wód zużytych do odbiorników, gdyż w myśl art. tej ustawy „zabrania się zanieczyszczania wód w stopniu szkodliwym dla rybołówstwa“ o czym jak wynika z następnego ustępu władza decyduje według swego uznania, gdyż władza udzielająca pozwoleń na zanieczyszczenie wody lub urządzenia i prowadzenia zakładu zanieczyszczającego wodę winna w pozwoleniu dokładnie określić stopień dopuszczalnego zanieczyszczenia.

W Anglii dla różnych sposobów oczyszczania ścieków ustalono dopuszczalne granice rozcieńczenia przy odpływie bezdeszczowym z oczyszczalnika do średniej małej wody odbiornika jak następuje:

rozcieńczenie ponad 1 : 500 — kraty i piaskownik,
1 : 500 do 1 : 300 — osadnik,
1 : 300 do 1 : 150 — osadnik ze studnią gnilną,
ponad 1 : 150 — pełne oczyszczenie biologiczne.

Jednocześnie dopuszczalna ilość suchej substancji w odcinkach z osadników nie może przewyższać 150 mg/l, z gnilni — 60 mg/l a przy pełnym oczyszczaniu biologicznym — 30 mg/l.

Tak wysokie wymagania w stosunku do rozcieńczenia ścieków w odbiorniku powstały w Anglii dlatego, że normalnie do jednej rzeki wchodzi ścieki z kilku miejscowości i wskutek tego zanieczyszczenie rzeki wzrasta w kierunku ujścia.

Normy niemieckie są bardziej tolerancyjne. Jako najmniejsze graniczne rozcieńczenie ścieków oczyszczalnych biologicznie dopuszczalne jest 1:20. W razie gdy kierujemy do rzeki ścieki mniej dokładnie oczyszczone, stopień rozcieńczenia jest uzależniony od wyników obliczenia zdolności utleniającej odbiornika. Rachunek przeprowadzony winien wykazać, że po zużyciu tlenu na rozkład zawiesin organicznych pozostanie jeszcze niezbędny jego zapas dla ryb, tj. 3 — 4 mg/l.

Gdy odbiornik spełnia zadanie specjalne, np. rzeka jest kąpieliskiem lub woda z niej służy do zasilania wodociągów, wtedy stosujemy wymagania mniej tolerancyjne, oparte na dokładnej chemicznej i bakteriologicznej analizie stopnia zanieczyszczenia wody odbiornika po zmieszaniu się jej ze ściekami.

Jeżeli wodę w odbiorniku przepływającym w pobliżu osiedla zanieczyszczają ścieki z miasta wyżej położonego, wtedy przed przystąpieniem do obliczenia ilości ścieków jaką odbiornik może jeszcze przerobić należy określić ilość tlenu zużywanego dla rozkładu zanieczyszczeń już znajdujących się w wodzie, tj. niedosyt tlenu.

Próbę taką wykonujemy metodą miareczkowania, działając na wodę nadmanganianem potasu. Woda, pochłaniając tlen z dodanego do niej związku aż do punktu nasycenia tym pierwiastkiem, zmienia odpowiednio zabarwienie pierwotne, jakie otrzymała po zmieszaniu jej z KMnO.

Obserwując ostateczny kolor wody, przy pomocy odpowiedniej skali barw, określamy ilość pochłoniętego tlenu, a tym samym pierwotny niedosyt, który uwzględniamy w dalszych obliczeniach, dotyczących się zużycia tlenu do przeróbki ścieków interesującego nas osiedla.

PRZEGŁĄD WYDAWNICTW

CZASOPISMA

„Gazeta Obserwatora PIHM“

Nr 1. Dr inż. J. Lambor — Rola inżyniera-hydrografa w gospodarce państwowej. Inż. M. Molga — Śnieg w lesie. Inż. L. Skibniewski — Życie w zbiornikach wodnych.

Nr 2. Dr inż. J. Matusiewicz — Uwagi dla obserwatorów o zjawiskach lodowych na rzekach. Inż. M. Molga — Niezwykła jesień 1949 r. Mgr W. Wiszniewski — Wahania temperatur miesięcy zimowych w Warszawie na tle długich serii obserwacyjnych.

„Gaz, Woda i Technika Sanitarna“

Nr 1. Inż. E. Winter — Dokumentacja techniczna a planowanie w wodociągowym planie gospodarczym.

„Gospodarka Morska“

Nr 4/49. Główne kierunki rozwojowe prac badawczych w zakresie gospodarstwa morskiego. St. Berezowski — Zaplecze i region. T. Ocioszyński — Wydajność przewozowa statku. Planowanie w gospodarce portowej.

„Horyzenty Techniki“

Nr 1. Inż. A. Markin — Ob i Jenisej wpadają do Morza Kaspijskiego,

„Inwestycje“

Organ Zespołu Inwestycyjno-Budowlanego PKPG.

Nr 1—2. Dr Cz. Bąbiński — O projekcie 6-letniego Planu Budownictwa. Inż. Wł. Kollis — Współpraca inżyniera budowlanego z geologiem przy dokumentacji budowlanej. Dr Cz. Bąbiński — O zagadnieniu organizacji przedsiębiorstw budowlanych.

„Inżynieria i Budownictwo“

Nr 10—12 (Numer specjalny poświęcony VI Zjazdowi Naukowemu Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa — „Zbliżamy naukę do placu budowy”). Zawiera m. in. Inż. L. Lipowski — Tworzywo gliniasto-cementowe jako pełnowartościowe połączenie w zastosowaniu do budownictwa, Inż. St. Giedwojn — Wapno, jego produkcja i zastosowanie w planie 6-letnim, Inż. St. Pyjor — Betony lekkie — Siporex Ytong, Inż. Wł. Skoraszewski — Topione skały magmowe, Inż. K. Gamski — Rozwój kontroli jakości betonu, Prof. dr W. Olaszak — Beton sprężony a żelbet, Prof. M. Sienkowski — Stale wysokowartościowe w budownictwie, Inż. J. Suwalski i inż. A. Mitzel — Oszczędne zbrojenie konstrukcji żelbetowych, Inż. A. Kobylński — Instytut Techniki Budowlanej.

„Problemy“

Nr 2. Prof. dr inż. Edward Światopełk-Czetwertyński — Zagadnienia gospodarki wodnej i przykład rozwiązywania tych zagadnień w Związku Radzieckim.

„Przegląd Budowlany“

Nr 10—11. St. Sienicki — Organizacja zespołów inżynierskich dla projektowania, H. Karpowicz — Technika projektowania w Państwowych Biurach Projektów, M. Mischke — Organizacja pracy biur projektowych, St. Łukasiewicz — Biura projektowe jako ośrodki studiów, W. Bielecki — Mechanizacja wytwórni betoniarskich a koszty wytwarzania wyrobów betonowych, Wł. Skoraszewski — W sprawie wozów ciężarowych dla budownictwa.

Nr 12. St. Puzyna — Problem pali Straussa, Z. Rudolf — Rola inspektora sanitarnego i inżyniera miejskiego.

„Przegląd Techniczny“

Nr 11—12. Inż. J. W. Czarnowski — Ustawa o stopniu inżyniera i zadania NOT przy jej realizacji, Inż. J. Tichy — Wagon samowyladowcze polskiej konstrukcji, J. Bolecki — Państwowa statystyka nowej techniki.

„Technika Morza i Wybrzeża“

Nr 5—6. Numer specjalny z okazji 25-lecia Koła Studentów Techniki Okrętowej P. G. „Korab”. Zawiera m. in.: Artykuły i słowa wstępne. Koło „Korab”, jego dzieje i praca, Prof. A. Potyrała — Wspomnienia gdańskie, Prof. J. Kaźmierczak — Kształt kadłuba okrętowego w świetle badań przeszłych i nowszych, Inż. W. Urbanowicz — Uwagi o współczesnym polskim przemyśle okrętowym, Inż. W. Czarnowski — Nowe metody wykonawcze w budownictwie okrętowym, Inż. H. Gieldzik — Wyznaczanie danych charakterystycznych przy wstępnym projektowaniu statków.

„Życie Gospodarcze“

Nr 1. Jan Dąb-Kociół — Produkcja rolnicza w Planie Sześcioletnim.

Nr 3. Inż. K. Jaworski — Socjalistyczna postawa i metoda pracy w budownictwie.

* * *

BELGIA

„La Technique de l'Eau“

(„Technika Wody”).

Nr 9. R. Despiegelaere — Sygnalizacja automatyczna stacji wody na dużych odległościach przy pomocy fal ultra-krótkich.

Nr 11. Tennessee Valley Authority.

CZECHOSŁOWACJA

„Technický Obzor“

(„Przegląd Techniczny”).

Nr 1/50. Inż. V. Zeman — Gospodarka wodna u nas w przeszłości, jej planowanie i kształtowanie w przyszłości. Dr inż. L. Votruba — Notatka o przelewach dolnych.

Nr 2. Inż. V. Zeman — Gospodarka wodna u nas w przeszłości (dok.).

„Vestník Ministerstva Techniky“

(„Biuletyn Ministerstwa Techniki”).

Nr 2. Inż. C. Ruth — O podstawy planowania wodno-gospodarczego.

FRANCJA

„La Navigation du Rhin“

(„Żegluga na Renie”).

Nr 1/50. Inż. R. Graff — Port w Strassburgu w roku 1949. Zakończenie budowy kanału zaopatrującego stanowisko szczytowe kanału Ren—Rodan.

Nr 2. Inż. F. Beau — Francuska żegluga śródlądowa w 1949 roku, Inż. L. P. Leroy — Odbudowa parku rzecznej w 1949 r., Y. Ferraton — Modernizacja francuskiej sieci żeglugi. Problem zaopatrzenia stanowiska szczytowego kanału Marna—Ren w Wogezach.

„La Technique Moderne Construction“

(„Nowoczesna Technika Budownictwa”).

Nr 1/50. M. Ehrman — Zapora w Castillon na rzece Verdon w południowej Francji. Stulecie żelbetu.

Nr 2. M. Duriez — Szczelność budowli. H. Morel — Szufle motorowe i ich charakterystyka, M. C. Marcello — Ewolucja zapór we Włoszech.

WIELKA BRYTANIA

„Civil Engineering and Public Works Review“

(„Inżynieria Lądowa i Wodna oraz Przegląd Robót Publicznych”).

Lipiec. R. Westwater i R. Haslam — Rozbijanie skał pod wodą za pomocą wybuchów, Ch. E. Fellows — Utrzymanie sprzętu budowlanego, P. H. Thomas — Wykorzystanie wiatru dla energii elektrycznej, H. W. Hamm — Energia zbiorników pompowych.

Sierpień. A. N. Khosla — Technika konserwacji zbiorników wodnych, B. H. Knight — Agregaty betonu.

Wrzesień. Wykorzystanie szlamu wodnego. Zapora w Castel do Bode w Portugalii, R. A. Stephenson — Nowa służa wejściowa w Liverpoolu, T. A. Nanson — Rozwój i zastosowanie systemu studzien wieńcowych.

Październik. D. H. Lee — Umieszczenie kotw w ściankach szczelnych, Zabezpieczenie stali przez rozpylanie metalu, K. Bilig — Najwyższe obciążenie i współczynnik bezpieczeństwa betonu wstępnie sprężonego, Mosty z betonu wstępnie sprężonego.

Grudzień. W. F. Higgins — Użycie anod magnezowych przy konserwacji rurociągu, S. Klingberg — Siłownia wodna w Kegums, H. J. Cowan — Bezpośrednie zastosowanie dwuteowych belek żelbetowych, Żelbetowa rama portalowa budynku turbiny, J. O. Riddel — Nawodnianie w klimacie półwilgotnym (Nowa Zelandia).

„Water and Water - Engineering“

(„Woda i Inżynieria Wodna”).

Nr 10. R. Hammond — Rurociągi z betonu wstępnie sprężonego, Rurociągi cementowo azbestowe w Holandii. Maszyny do cięcia rur Hancocka.

Nr 11. Zaopatrzenie w wodę miast Szwajcarskich, R. Luss — Ekonomiczne użycie rurociągów, L. Walter — Podstawy automatycznej kontroli poziomu cieczy.

„Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo“ („Budownictwo Wodne”).

Nr 7/49, Kand, techn. nauk Awierjanow S. F. — Kierowanie regimem wód gruntowych w sąsiedztwie budowli wodnych, Kand, techn. nauk Altszul A. D. i Kamersztejn A. G. — Zwiększenie oporów w rurociągach podczas ich eksploatacji, Kand, techn. nauk Tokar R. A. — Uwzględnienie parcia naturalnego przy obliczaniu głęboko zakładanych fundamentów, Inż. Fiesienko S. A. — O ocenie skutków zatopienia i podtopienia przy projektowaniu budowli wodnych, Inż. Szkundin B. M. — Urządzenia pompowe przy hydromechanizacji, Prof. Wyzgo M. S., inż. Strelcow A. M. i Waraksin W. A. — Pył wodny nad budowlą wodną, Inż. Pojarkow W. F. — Niskociśnieniowe spusty przy wysokich zaporach, Inż. Winogradow W. W. — Oczyszczenie koryta rzeki przy pomocy ekskavatora typu Dragline, Inż. Leonow B. W. — Próba wykonania zbrojonych mat asfaltowych na placu budowy, Kand, techn. nauk Dyszko E. I. — Standarty w zakresie betonu wodnego.

Nr 8, Kand, techn. nauk Erystow W. S. — Obliczanie ścian tuneli pod ciśnieniem na wewnętrzne parcie w niejednorodnym sprężystym środowisku, Inż. Fiedorow L. T. — Metoda obliczenia maksymalnych odpływów z rostopów śnieżnych w rzekach europejskich części ZSRR, Inż. Ratkowicz D. J. — O transportowaniu piaszczystych gruntów przy pomocy wody pod ciśnieniem, Kand, techn. nauk Wartazarow S. J. i inż. Sznalcel N. P. — Z doświadczeń nad eksploatacją dużych kanałów wyrównawczych, Inż. Połonskij G. A. — Budowa akweduktu, Prof. Jegorow S. A. — Eżekcja do dolnej wody na małych siłowniach wodnych, Inż. Wasiljew A. F. — Właściwe normy zużycia energii elektrycznej przy budowie urządzeń hydrotechnicznych, Inż. Afamasow W. N. — O konstrukcji przydatnych uszczelnień w słuzach betonowych.

Nr 9, Prof. Griszin M. M. — Zadania drugiej ogólnozwiązkowej konferencji na temat budownictwa wodnego, Kand, techn. nauk Fiedorow I. W. i inż. Titowa W. I. — Budowa zapory z zastosowaniem komórkowych konstrukcji z metalowych szpuntów, Prof. Wyzgo M. S. — W sprawie normowania współczynnika „C”. Kand, techn. nauk Niedruga W. P. — Obliczanie połączenia zapory z ziemnymi wałami, Kand, techn. nauk Abielew A. S. — Opory przy zamknięciach dławikowych, Inż. Nieporožnij P. S. — Transport wodny ciężkich, gliniastych i morenowych gruntów, Inż. Strelcow A. M. — Z doświadczeń przy eksploatacji węzłów wodnych, Giermanowicz G. L. — W sprawie wyboru właściwego przepływu dla przelewu, Inż. Wasiljew A. F. — Umocnienie skarp kanałów w gruntach morenowych, Inż. Reszczykow G. W. — Budowa zelektryzowanych pływających stacji pomp na rz. Kura, Inż. Chudiakow A. N. i inż. Łamberg B. A. — Kolloidalny młyn dla wytwarzania emulsji bitumicznych.

Nr 10, Kand, techn. nauk Baszkirów A. A. — O obliczaniu nierównomiernej pracy elektrycznego agregata wodnego, Inż. Sapir I. L. — Rozkład maksymalnych parć wzdłuż rurociągu pod ciśnieniem przy hydraulicznym uderzeniu, Kand, nauk Ibad - Zade J. A. — O rozdziale wody w korytach rozmywanych, Inż. Saprykin L. D. — Hydromechanizacja robót kesonowych, Inż. Łobow M. I. — Kilka danych o pracach elewatorów wodnych na „Farchadgezstroje” Inż. Rybczewskij W. S. — Budowa ziemnej zapory metodą wyciśnięcia iltu z podłoża, Inż. Koljada M. S. — Uszkodzenia drewnianego rurociągu, Kand, techn. nauk Istolina W. S. — Zmiana wilgotności gruntów związanych znajdujących się pod wodą, Kand, techn. nauk Gorelik A. M. — O elektrometrycznym wyznaczeniu kierunku i prędkości przepływu podziemnego wg danych z jednej studni,

Nr 11, Inż. Eidelman S. J. — Kompensacyjna metoda pomiaru ściskających naprężeń w betonie, Prof. Dubrowa G. A. — O kołowocylindrycznej krzywej powierzchni poślizgu gruntu, Kand, techn. nauk Nuromow W. S. i Winograd R. E. — O krytycznej głębokości krzywoliniowego potoku, Kand, techn. nauk Kisielew P. S. — Wyznaczenie przepływu przez turbinę z różnicy ciśnień w przekroju spiralnej komory, Inż. Kind J. W. — Hydrodynamiczne oddziaływanie potoku na płaskie zasuwę, Kand, techn. nauk Sidorow N. N. — Wyznaczenie krytycznej porowatości piasków, Inż. Łomoja P. S. — Zapora na fundamencie kesonowym, Inż. Fiedorow N. G. — Regulowanie przepływu na urządzeniach wodnych dawnego przemysłowego Uralsu, Inż. Stiekłow W. J. — Pływające urządzenia do cementacji.

Nr 12, Radziecka energetyka wodna w 70-lecie wodza narodów tow. J. W. Stalina, Inż. Podruckij I. E. — O połączeniu budowlanych i montażowych robót przy budowie elektrowni wodnych, Inż. Szkundin B. M. — O wyborze sposobu wydobywania gruntu przy hydromechanizacji robót ziemnych, Prof. Dr Ałtunin S. T. i inż. Orłow I. J. — O modelowaniu koryt rozmywanych, Kand, techn. nauk Mokijak W. I. — Wzory dla obliczenia maksymalnych przepływów wody z rostopów, Inż. Koljada M. S. — Z doświadczeń nad eksploatacją wałów kanału wyrównawczego, nasypanych bez uszczelnienia, Inż. Pawłow J. P. — Przepławianie drzewa przez zaporę przy pomocy pontonów, Inż. Aleksiejew K. W. — Przyrząd do wyznaczania parcia wody gruntowej na wykładzinie tunelu.

Nr 1/50, Inż. J. J. Kandałow — Zadania kierownictwa technicznego w dziedzinie budownictwa i montażu, Doc. W. E. Domańskij — O studiach naukowych w dziedzinie wykonawstwa budownictwa wodnego, Inż. K. K. Kuźmin — Zasady klasyfikacji podwodnej części budynków siłowni wodnych, Inż. W. W. Kotulskij — Zastosowanie zimnej bitumizacji dla celów umocnienia podstawy zapory, Kand, nauk techn. G. S. Waraszewili — Wpływ wybuchów w robotach ziemnych na właściwości gruntu, Kand, nauk techn. F. A. Szewielew — Opór hydrauliczny rur metalowych o dużej średnicy, Kand, nauk techn. S. A. Roza — Trwałość strukturalna gruntów gliniastych o dużej wilgotności, Inż. N. A. Sawierin — Cegła jako materiał do budowy małych siłowni wodnych, Kand, nauk techn. W. W. Miedwiediew i S. W. Szestopierow — O dokumentacji konstrukcji betonowych budownictwa wodnego, Inż. K. W. Aleksiejew — Określanie ciężaru objętościowego gruntu morenowego o nie naruszalnej strukturze, Kand, nauk techn. F. J. Niestieruk — Prymat rosyjskich wynalazców w dziedzinie przesyłania energii na odległość.

Nr 2, Inż. L. S. Kuskow — Do zagadnienia planowania wodno-energetycznego, Kand, nauk techn. D. J. Kumin — Głębokości sprzężone odskoku hydraulicznego w warunkach przestrzennych, Inż. L. A. Maszkowicz — O przekształceniu energii odskoku hydraulicznego, Prof. A. A. Trufanow — Współczynnik Chezy dla małych rzek równinnych, Kand, nauk techn. A. D. Altszul — O pochodzeniu twierdzenia „Kand, nauk techn. A. W. Tiepłow — Konstrukcja krzywej swobodnej powierzchni przy ruchu wody w korycie poziomym, Kand, nauk techn. A. M. Mchitarian — Przesiśkanie wody w zaporach ziemnych na podłożu przepuszczalnym, Kand, nauk roln. E. D. Rożdżewskij i inż. M. E. Korotkow — Zachowanie się otoczek w korpusie zapory, Inż. A. F. Wasiliew — Osobliwości konstrukcyjne szybu podziemnego siłowni wodnej, Kand, nauk techn. B. F. Gorjunow i inż. L. F. Zlatowierchownikow — Drogi dalszych studiów w dziedzinie projektowania budowli wodnych o konstrukcji palowej, Kand, nauk techn. P. D. Jewdokimow i kand, nauk techn. I. I. Zaujerej — Wpływ zamrażania i odmrażania glinki morenowej na jej własności budowlane, Inż. G. N. Maksimow — Studia inżynieryjno-geologiczne skał o wielostrukturalnej podstawie, Inż. E. A. Kryłow — Wielostopniowa śluza bliźniacza.

„Gidrotechnika i Melioracja”

(„Hydrotechnika i Melioracja”).

Nr 7. Akad. A. N. Kostjakow — Znaczenie nauki W. P. Williamsa dla melioracji. Prof. W. A. Szaumjan — Budowa stawów i zbiorników wodnych. W. W. Trofinow — Obliczanie pojemności zbiorników dla celów nawodnienia w rejonach czarnoziemnych. A. N. Iwanow — O niszczeniu skarp kanałów o przekroju trapezowym w gruntach lekkich. M. W. Butyrin — Rurkowy wodomierz-regulator S.B.49. G. W. Reszczykow — Przebudowa urządzeń nawodniających na rz. Kura przy pomocy pływających stacji pompowych. A. M. Carewskij — Eksploatacja urządzeń hydraulicznego transportu ziemi. S. J. Czernuchin — Tarczowa maszyna do drenowania DDS 4—1 i jej wykorzystanie w gospodarstwie rolnym. S. N. Blinow — Niektóre uwagi z budowy zapory ziemnej z przelewem dennym.

Nr 8. P. W. Markow — 32 lata radzieckiej melioracji. A. G. Chaczatryan — Nowa konstrukcja urządzenia kierującego strugi wodne dla odwrócenia namulów dennych. W. F. Pojarkow — Połączenie dwóch poziomów wody przy pomocy skoku wodnego. B. A. Wołnin — Tamy napływowe o profilu zwężonym. W. W. Fandziejew — Obliczenie sztolni doprowadzającej wodę przy zaporach na rzekach górskich. W. S. Istomina — Chyżości dopuszczalne i gradienty filtracji. S. F. Karopkin — Metodyka zestawiania map glebowych dla celów rejonizacji melioracyjnej. G. A. Karamjan i Ch. O. Geworkjan — Doświadczenia z wyrobu płyt asfalto-betonowych.

Nr 9. W. A. Szaumjan — Stalin a rozwój melioracji w ZSRR. Prof. W. A. Szaumjan i I. D. Fiedorenko — Próby nawodnienia w centralno-czarnoziemnych obszarach. Prof. N. G. Maliszewskij — O wodach kredowych Zagłębia Dnieprowsko-Dońskiego. W. P. Orłow — O rolniczym wykorzystaniu odpadków miejskich. J. A. Ibad-Zade — Próba walki z wylewami przez wyprostowania koryta rzek. G. N. Pietrow — Kształtowanie się granicznych przepływów małych rzek i zasady obliczania przepływów. K. F. Stribnyj — Budowa zapór ziemnych w warunkach zimowych. W. I. Kratynskij — Rezerwa powiększenia wydajności koparek.

„Riecznej Transport”

(„Transport Rieczny”).

Nr 1/49. N. A. Łukjanow — Zagadnienia ekonomicznego wykorzystania transportu rzeczno. Inż. M. S. Joffe — Optymalne szybkości ruchu wozów solnych na Woldze w okresie wiosennym. Kand. nauk techn. A. P. Irchin — O szybkości optymalnej transportu holowniczego. Inż. A. P. Strachow — Nowe jednostki motorowe na Woldze. Kand. nauk techn. I. A. Ittenberg — Nowy kran pływający. Kand. nauk techn. Cołolo — Podstawowe zasady modernizacji i budowy pomp do ssania ziemi. Doc. I. E. Gecow — Racjonalne metody remontu statków organizacji. Przyrząd do malowania statków farbami lepкими.

Nr 2. N. A. Łukjanow — Zagadnienia ekonomicznego wykorzystania transportu rzeczno (dok.). Inż. J. E. Cypin — Organizacja ruchu taboru wg wykresu w systemacie moskiewskim. Inż. M. W. Aleksiejew i inż. N. E. Ukołow — Materiały syntetyczne i ich zastosowanie w budowie statków. Inż. S. A. Ziernow, inż. Ch. M. Polin — Niektóre aktualne zagadnienia teorii i praktyki pogłębiania dna rzek. Kand. nauk techn. N. I. Makkawiejew — Przeciwno teorii cyklicznych procesów w korycie. Kand. nauk. techn. N. A. Rżanicyn — O zasadach trawienia wykopów na przemiałach.

Nr 3. Inż. M. M. Głazkow — Ulepszyć planowanie i normy pracy floty rzecznej. E. P. Teczannikow — O planowaniu przewozów i organizacji pracy taboru w okresie wiosennym w do-

rzeczu Wołgi i Kamy. Kand. nauk techn. A. P. Irchin — Warunki efektywnej organizacji ruchu taboru motorowego. M. N. Michejew — Sposoby przyspieszenia przewozów w transporcie rzeczno. A. S. Szulman — Rozwinąć roboty regulacyjne na małych rzekach. Olejowo-asfaltowy lak izolujący od elektryczności.

Nr 4. Kand. nauk techn. I. G. Borysow — Sprowadzenie pracy transportowej holownika do miary jednostkowej. Kand. nauk techn. N. A. Jumin — Wykorzystać rezerwy taborowe. Inż. W. N. Barszew i inż. G. W. Chiniez — Jednokubłowy dźwig traktorowy dla materiałów sypkich i rozdrobnionych. Inż. Z. A. Licharewa — Plany stachanowskie portów (Gławcentroflota). Inż. G. L. Sadowskij — O badaniu transformacji rzecznych. Kand. nauk techn. doc. F. F. Benua — Nowe metody remontu komór ogniowych kotłów okrętowych przy zastosowaniu spawania elektrycznego.

Nr 5. Kand. nauk techn. I. G. Borysow — Sprowadzenie pracy transportowej holownika do miary jednostkowej (dok.). Inż. A. G. Czarniawskij — Przeciwno odchyleniom w dziele organizacji ruchu taboru holowniczego wg wykresu. Kand. nauk techn. A. B. Genin — Na temat stworzenia potężnego gazogenerators okrętowego. Kand. nauk techn. B. N. Smoljakow — Racjonalizacja korpusu i ulepszenia operacji ładunku i rozładunku. Laureat Premi i Stalinowskiej B. I. Burlakow — Doświadczenia racjonalnej eksploatacji technicznej statków o napędzie cieplnym.

Nr 6. Transport rzeczno w 32 rocznicę Wielkiej Październikowej Rewolucji Socjalistycznej. Inż. N. I. Szarapow — O podniesienie szybkości ruchu w transporcie rzeczno. Inż. M. R. Nikulin — Szybkościowa obróbka barek solnych. Kand. nauk techn. B. N. Smoljakow — Racjonalizacja korpusu i ulepszenia operacji ładunku i rozładunku (dok.). Inż. A. M. Kuzniecowa — O niektórych technologicznych obliczeniach przy portach rzecznych. Inż. N. F. Rukawisznikow — Regulacja wału kolankowego na lunetach w procesie obróbki szyjek rdzeniowych. Inż. N. A. Rybczyński — Spawanie żeliwa na zimno elektrodami bimetalowymi przy remoncie statków.

* * *

ZAGADNIENIE ZMIANY KLIMATU

(Prace Wszechzwiązkowej Akademii Nauk Rolniczych im Lenina).

Autor analizuje możliwości podwyższenia opadów poprzez racjonalne zwiększenie i rozmieszczenie powierzchni zalesionych. Punktem wyjścia jest obliczenie ilości wód biorących udział w obrocie między lądem i morzem. Tak np. na obszarze Europy i Azji Mniejszej opad roczny wynosi 590 mm, a spływ 323 mm. Te 232 mm wraca do mórz i wyparowuje, ponieważ zaś wody w morzach nie ubywa, należy sądzić, że w ogólnym opadzie rocznym nad lądem ilość opadu pochodząca z zasobów morza stanowi tylko pewną część, reszta pochodzi z obrotu wewnętrznego. Dla zlewni Peczory, Dżwiny Północnej, Onegii, Newy, Wołgi, Dniepru i Donu (pow. 3,3 mio. km²), opad wynosi 480 mm, odpływ 168 mm, ilość zaś opadów idących z mórz (Atlantyku i Bałtyku) równa się 193 mm. Różnica 193 — 168 = 25 mm unosi się dalej na wschód zasilając Kaukaz i Azję.

W tym świetle widać, że woda z mórz bierze udział kilka razy w swym obiegu nad lądami. Obieg wewnętrzny jest bardzo ważny dla równin Rosji, gdyż daje około 2/3 opadów. O ile przychód z mórz jest dość stały, o tyle obieg wewnętrzny cechuje się dużą zmiennością (1,5 — 3) i wybitnie zależny od

warunków fizjologicznych. Duże straty stanowią niewchłonięty w glebę zapas zimowy i spływy wiosenne, spowodowane wyrębem lasów, wadliwą uprawą i erozją gleb.

Obieg wewnętrzny zależy wybitnie od temperatury i wiatru warunkujących parowanie oraz od rodzaju terenu. Przybliżony podział ciepła, które doszło do powierzchni ziemi a pochodzi z promieniowania słońca jest następujący:

Szata roślinna	Nagi step	Pola uprawne z dobrą roślin- nością	Płytkie zbiorniki wodne
Rozchody na:			
1. Transpirację i parowanie (woda, gleba)	10	45	60
2. Wypromieniowanie	30	30	30
3. Na suchą masę roślin	—	3	—
4. Ogrzanie powietrza	60	22	10
	100	100	100

Jak widać w terenie obnażonym z szaty roślinnej zachodzą największe straty ciepła na ogrzanie powietrza, co prowadzi do silnych prądów wstępujących i wzmożenia wiatrów. Zjawiska te uzewnętrzniają się na pewnych terenach w postaci „suchowiejów”, wiatrów z pustyń. Przyczyny sucha nie należy więc upatrywać w geoklimacie, lecz w wadliwym obiegu wewnętrznym, który można jednak regulować, a mianowicie przez zalesienia wzmocni się parowanie a zmniejszy straty ciepła na prądy wstępujące.

Powyższe przeczy poglądom agronomii kierującej się na zmniejszenie transpiracji, co w świetle bilansu energetycznego nie jest słuszne, gdyż zmniejszenie transpiracji zwolni właśnie nadmiar ciepła na powiększenie prądów wstępujących ogrzanego powietrza.

Optymalny rozkład bilansu energetycznego orientacyjnie podaje Szarow, jako następujący:

1. Na transpirację i parowanie gleby	42 — 45%
2. Wypromieniowanie	30%
3. Na suchą masę roślin	5 — 8%
4. Na ogrzanie powietrza	20%
	100%

W związku z tym, wyliczony normalny rozchód wody na parowanie w okresie wegetacji (z wyłączeniem roślin błotnych jak np. ryż) wyniosłby 2 m³/ha na 1° średniej dobowej temperatury

Przechodząc do warunków formowania się chmur deszczowych i opadu, przytacza Szarow obserwacje Kasatkina, wg którego w środkowej Rosji deszcz pada, gdy $\frac{H_1}{H_2} = 2,5 — 3,5$ (gdzie H_1 oznacza odległość wierzchu chmur od ziemi, H_2 odległość spodu chmur).

Wysokość spodu chmur nad ziemią zależy od warunków termiczno-wilgotnościowych i wynosi $H_2 = 125 (t - t_0)$, gdzie t = temp. powietrza, t_0 — wskazanie term. wilgoconego. Np. na Półwolu bywają latem takie stosunki:

$$t = 20^\circ, t_0 = 0^\circ, \text{ wtedy } H_2 = 2.500 \text{ m.}$$

Stąd, aby wypadł deszcz potrzeba $H_1 = 2.500 \times 2,5 = 6.250$ m, tj. grubość chmur winna wynosić 3.750 m, czego latem oczywiście w tych terenach nie można oczekiwać.

Przez zalesienia można osiągnąć zmniejszenie t , oraz zwiększenie t_0 , zatem chmury będą się tworzyć bliżej ziemi, a w rezultacie będzie większe prawdopodobieństwo deszczu.

Wg przewidywań Szarowa powiększenie opadów dzięki regulacji obiegu wewnętrznego będzie znaczne, mianowicie dla środkowej Rosji opad z 480 mm winien wzrosnąć na 560 mm,

Podobne przesunięcia nastąpią również i w Kazachstanie, gdzie zmiany energetyczne powstaną wskutek nawodnień i rozprawa-
dzenia wód na dużych obszarach.

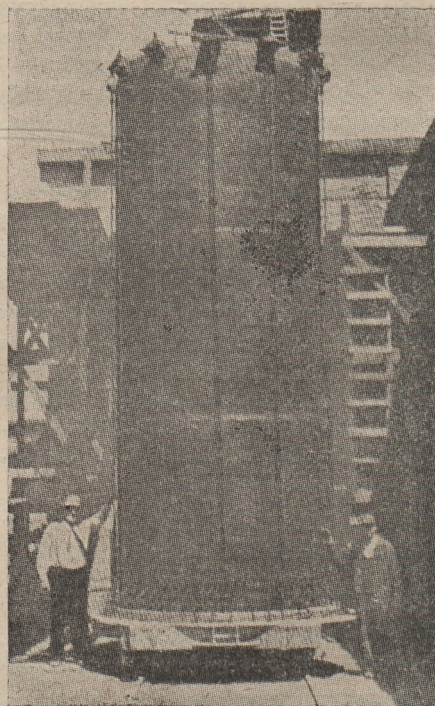
J. Ostromięcki

WSTĘPNIE PRZEDPRĘŻONE RURY BETONOWE WYKONYWANE METODĄ PRODUKCJI TAŚMOWEJ

Zamieszczając poniżej streszczenie artykułu A. M. Hoffmana pt. „Wstępnie przedprężone rury betonowe wykonywane metodą produkcji taśmowej”, podajemy jednocześnie uwagi inż. M. Zajberta do poruszonego zagadnienia.

Redakcja.

Aby sprostać powiększonemu zapotrzebowaniu na wodę, miasto Montreal w Kanadzie wybudowało nowy rurociąg, pobierający wodę z rzeki św. Wawrzyńca: Rurociąg ten składa się z rur betonowych wstępnie przedprężonych, o dotychczas nie spotykanych wymiarach, wykonanych nową metodą, eliminującą normalnie dotąd stosowaną przeponę stalową. Metoda ta daje możliwość nie tylko przedprężenia wstępnego wzdłużnego, lecz i obwodowego.



Rys. 1. Rdzeń dokładnie wycentrowany na wózku, z założonymi drutami podłużnego zbrojenia, już wstępnie przedprężonymi.

Każda ze składających się na rurociąg rur ma 18 stóp (5,5 m) długości, wewnętrzna średnica wynosi 7 stóp (2,14 m), a ścianka ma grubość 5,5 cala (14 cm). Ciężar jednej rury wynosi około 16 ton. Na cały rurociąg potrzeba było 532 rury, które wykonano według projektu i metodą f-my „The Preload Company of Canada Ltd.” w zakładach „Atlas Construction Company”.

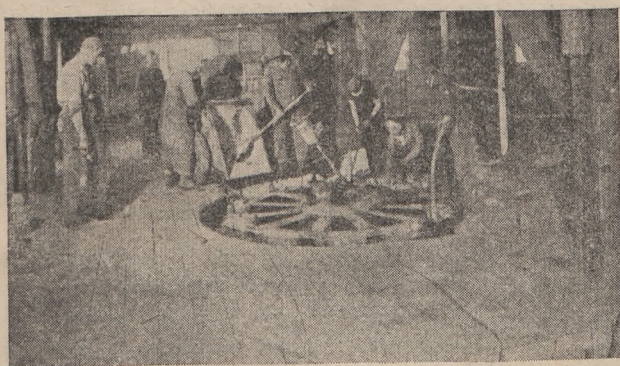
Według opisu R. M. Doull'a rury były wykonywane metodą, przypominającą całkowicie metodę produkcji taśmowej.

Pracę rozpoczynano od ustawienia rdzenia (wewnętrznej formy) na jednym z 27 specjalnych wózków, poruszających się za pomocą pneumatycznego napędu po szynach normalnego toru kolejowego. Sam rdzeń jest stalowym cylindrem o rozciąciu wzdłużnym, umożliwiającym zmniejszenie średnicy cylindra tak, aby go można było łatwo wyjąć po zabetonowaniu rury.

Zmniejszenie średnicy rdzenia uskutecznia się za pomocą zespołu dźwigni, łączących wewnętrzną ściankę rdzenia z kolum-

na umieszczoną w środku cylindra. Kolumna w swej wierzchołkowej części posiada odpowiednio skonstruowane jarzmo i podczas unoszenia jej do góry za pomocą dźwigu, działa na dźwignie, które z kolei ściągają ściankę rdzenia, redukując jego średnicę.

Po ustawieniu i przymocowaniu rdzenia cylindra do wózka, wózek zostaje przesunięty do następnego stanowiska roboczego, gdzie na nim i na cylindrze naciągane są pręty zbrojenia podłużnego. W danym wypadku zbrojenie podłużne składało się z 12 par drutów, zaopatrzonych w specjalne nakrętki, po jednej z każdego końca. Druty są rozstawione parami w jednakowych od siebie odległościach w dwunastu punktach obwodu koła, na zewnątrz rdzenia. Druty mocowane są dolnymi nakrętkami do nagwintowanych sworzni, wmontowanych w górną płytę wózka, górne zaś końce przechodzą przez ramiona mocnej ramy drewnianej, spoczywającej na wierzchu rdzenia, po czym na nie nakręcane są nakrętki.



Rys. 2. Górny pomost roboczy jednego z trzech stanowisk. Widoczna jest ciężka, wieloramienna rama, do której zamocowane są górne końce podłużnego zbrojenia.

Po początkowym ręcznym wyregulowaniu naprężenia w drutach za pomocą klucza, druty są naprężane równomiernie odpowiednio nastawionym kluczem pneumatycznym.

W następnej kolejności wózek z rdzeniem podstawiany jest do jednego z trzech stanowisk, gdzie wypełnia się formę betonem. Każde z tych stanowisk posiada dwa pomosty robocze. Pierwszy na wysokości 9 stóp (2,75 m) nad wózkiem, a drugi — 18 stóp (5,5 m), czyli na jednym poziomie z górną krawędzią rdzenia. Przed dojściem do tego stanowiska rdzeń z podłużnym zbrojeniem otrzymuje zewnętrzne szalowanie, które dla ułatwienia zakładania i zdejmowania składa się z czterech pierścieni, każdy o wysokości 4,5 stóp (1,37 m), z kolei każdy pierścień podzielony jest na trzy segmenty.

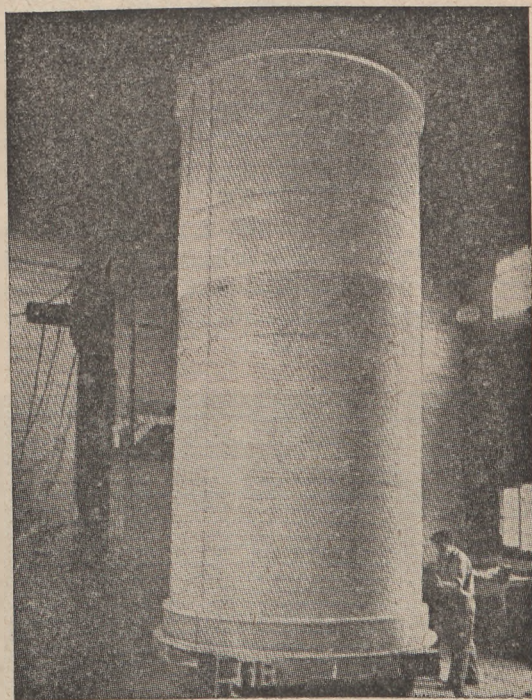
Do pierwszego betonowania zakładane są dwa dolne pierścienie, przy czym pierwszy z nich, z kryzą, mocowany jest śrubami do wózka. Montowanie dwu pierścieni na raz daje możliwość wykonania całego betonowania w dwu operacjach. Po zalaniu betonem pierwszych dwu pierścieni, co skutecznia się z dolnego pomostu, montowane są pozostałe dwa pierścienie, po czym forma jest napełniana betonem z górnego pomostu. Tak zorganizowana praca dała bardzo dobre wyniki, gdyż zupełnie nie było w tej operacji przestojów załogi. Grupa robotników zatrudniona przy napełnianiu formy betonem natychmiast przystępowała do pracy, gdy usuwała się grupa zakładająca oszalowanie.

Zewnętrzne oszalowanie zdejmowane jest nazajutrz po napełnieniu formy betonem.

Po zdjęciu oszalowania, lecz z wciąż jeszcze znajdującym się rdzeniem wewnątrz półfabrykatu, przesuwa się go następnie do komory parowej, w której utrzymywana jest temperatura 90 do 100° Farenheita (32 do 38° C), a względna wilgot-

ność wynosi 100%. W tym otoczeniu półfabrykaty dojrzewają przez 72 godziny.

Po tej operacji, górne nakrętki, napinające druty wzdłużnego zbrojenia, są odkręcane, rdzeń zostaje wyjęty z półfabrykatu i ustawiony na innym wózku, celem przygotowania go do następnej pracy.



Rys. 3. Półfabrykat rury zamocowany na wózku, podczas nawijania obwodowego zbrojenia.

W tym stadium wykonania rury są gotowe do otrzymania obwodowego zbrojenia, do czego służy specjalna maszyna. Składa się ona z dwu części: urządzenia do naprężania drutu i obrotowego stołu o średnicy wynoszącej 10 stóp (3,05 m), który spoczywa na 12 nastawnych rolkach. Stół obraca się dookoła swej pionowej osi. W środku stołu umieszczone jest ciężkie pneumatyczne sprzęgło z prowadzeniem pasującym do piasty umocowanej od spodu do wózka. To urządzenie zapewnia osiowe ustawienie na stole rury podczas nawijania na nią uzwojenia. Zaznaczyć należy, że urządzenie to jest dostatecznie sztywne i nie wymaga podparcia rury w jej górnym końcu. Stół napędzany jest przez przekładnię kół zębatach 25 KM silnikiem o zmiennych obrotach. Szybkość obwodowa stołu w czasie pracy wynosi 200 do 300 stóp na minutę (60 — 100 m/min.).

Jeżeli chodzi o urządzenia naprężające, to podstawowym jego składnikiem jest mechanicznie przesuwany suport, z zamocowaną w nim matrycą do przeciągania drutu. Suport porusza się na stalowych prowadnicach pionowych, równoległe do osi rury.

Zwój drutu, zakładany jest na szpulę i, po przetknięciu jego końca przez oko w matrycy, przez zespół rolek i kół prowadzących doprowadzany jest do haka, umocowanego w betonie na dolnej krawędzi dolnej kryzy. Taki sam hak w górnej kryzie utrzymuje naciąg drutu podczas nakładania zewnętrznej warstwy betonu. Urządzenie do przeciągania drutu jest tu zastosowane w tym celu, aby móc nawijać drut bez przerwy, bez względu na zmianę średnicy zwoju drutu. Ażeby drut nie zsunął się z kryzy na kadłub rury, wpuszczony jest hak w wewnętrzną krawędź kryzy, zapobiegający tego rodzaju przesunięciu się drutu.

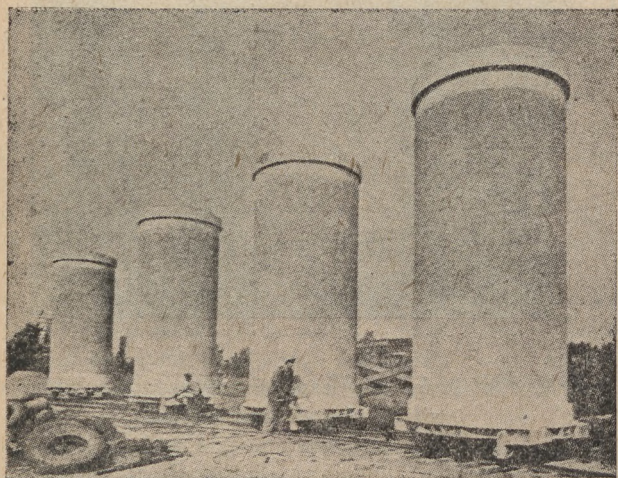
W ten sposób wykonane obwodowe zbrojenie rury miało na

kryzie skok linii śrubowej, wynoszący 0,31 cala (7 mm), a na kadłubie 0,63 cala (16 mm). (Ze względu na to, że na jedną rurę idzie około 500 funtów (227 kg) drutu, czyli 1,66 zwoju, zachodzi potrzeba łączenia końca jednego zwoju z początkiem drugiego.).

Następną czynnością jest nałożenie zewnętrznej warstwy betonu o grubości około 0,5 cala (13 mm). Dokonywuje się tego za pomocą torkretnicy, używając mieszaniny: 1 część cementu i 4 części piasku, z dodaniem 5% wagowo gaszonego wapna.

Do napędzania całości, tj. torkownicy, wszystkich innych narzędzi i przyrządów pneumatycznych zastosowano kompresor o wydajności 365 stóp sześciennych na minutę (10 m³/min.), napędzany silnikiem o mocy 75 KM.

Po poprzednio opisanej operacji, tj. po wykonaniu zewnętrznej warstwy betonu, gdy beton zakrzepł już dostatecznie, rura jest kierowana na ostateczną operację, którą jest dojrzewanie w komorze parowej w identyczny sposób i identycznych warunkach, jak poprzednio opisane.



Rys. 4. Zespół 4 rur gotowych do wysyłki. Rury z wózków zdejmowane są przez 25-tonowe ruchome żorawie. Pneumatyczny napęd porusza wózki po normalnym kolejowym torze.

Ostatnią czynnością jest zdjęcie gotowej już rury z wózka za pomocą dźwigu placowego i skierowanie jej na hydrauliczną próbę odbiorczą, po czym rury idą do magazynu.

W ten sposób opisana fabryka rur wstępnie sprężonych wynosiła 3 sztuki o długości 18 stóp (5,95 m) na dzień. W porównaniu z normalnie produkowanymi rurami betonowymi do wysokich ciśnień, posiadającymi takie same wymiary opisana metoda dała około 3000 funtów (1360 kg) zaoszczędzonej stali na każdej rurze, a dla całego rurociągu „Św. Wawrzyńca” oszczędność wyniosła 1596.000 funtów stali (725 t).

(„Compressed Air” Nr 11/1948).

Inż. L. Szrojt

Temat poruszany w powyższym streszczeniu mógłby stanowić treść jednego z zadań Instytutu Hydrotechnicznego¹⁾. Tytuł takiego zadania można by sformułować następująco: „Zwiększenie długości budowy magistrali wodociągowej bez zwiększenia limitów stali, przez zastąpienie rurociągów stalowych rurociągami z betonu wstępnie sprężonego”.

Jak poważne jest to zadanie z punktu widzenia gospodarki żelazem, okaże się z dalszych wywodów, kiedy dojdziemy do liczb obrazujących oszczędności żelaza, jakie daje stosowanie rur z betonu wstępnie sprężonego zamiast rur stalowych.

Na jeden metr bieżący rurociągu opisanego w powyższym streszczeniu zużyto tylko ok. 60 kg stali, tymczasem na jeden metr bieżący rurociągu stalowego średnicy 1100 mm, którego przekrój jest 3,68 raza mniejszy, zużywamy ok. 400 kg stali.

Jeżeli nad tą sprawą zastanowimy się z punktu widzenia kosztów budowy tych rurociągów, to okaże się, że i tu okoliczności przemawiają za koniecznością głębokiego przepracowania tematu.

Okazuje się bowiem, że rurociąg z betonu wstępnie sprężonego o średnicy 2140 mm opisany w sprawozdaniu Hoffmana kosztowałby w naszych warunkach w przybliżeniu:

1,5 m ³ betonu przedpręż.	po 15,000 zł	22,500,— zł
armatura, kształtki i mat, pomoc.		9,000,— zł
montaż i ukladka rurociągu		12,000,— zł
roboty ziemne i pomocnicze		15,000,— zł
R a z e m		68,500,— zł

rurociąg stalowy średnicy 1100 mm kosztuje u nas obecnie na 1 mb:

rura stalowa	31300,— zł	
armatura i kształtki	6300,— zł	
mat, spawalnicze	500,— zł	38100,— zł
układ i montaż		2650,— zł
rob. ziemne i pomocnicze		12500,— zł
R a z e m		53250,— zł

Wobec trudności porównania kosztów jednostkowych z powodu dużych różnic średnicy rurociągów odniesiemy je do wspólnej jednostki np. do 1 m³ przepływu sekundowego i obliczymy wzajemny stosunek kosztów. Obliczenie to przeprowadzimy w założeniu, że zdolność hydrauliczna rurociągu stalowego jest o 50% wyższa od zdolności rurociągu betonowego, a to z powodu większych prędkości dopuszczalnych i mniejszych oporów.

Stosunek kosztów będzie się przedstawiał następująco:

$$\frac{68500}{0,66 (2,14)^2} : \frac{53250}{1,1^2}$$

czyli jak 1 : 2, przy czym jedność charakteryzuje koszt rurociągu betonowego, a 2 — koszt rurociągu stalowego.

Przy mniejszych średnicach rurociągu betonowego stosunek ten nie będzie tak korzystny jak dla wyżej opisanych, jednak wobec tak dużych różnic wyżej stwierdzonych możemy śmiało rzec, że koszty te mogą być najwyżej zbliżone do siebie i przy średnicach 0,8 do 1,0 m zawsze rury betonowe będą tańsze od stalowych. Okazuje się zatem, że oprócz kolosalnych oszczędności stali, które idą w tysiące ton (w planie sześciolatnym można by mówić przynajmniej o kilkunastu tysiącach ton stali, np. 50 km rurociągu daje ponad 15.000 ton stali zaoszczędzonej), można mówić o dużych oszczędnościach finansowych.

Jakkolwiek zagadnienie rurociągów z betonu przedprężonego nie jest nowe z punktu widzenia naukowego, to praktyczne wprowadzenie go w życie wymaga szczegółowych badań i prób, które muszą być przeprowadzone w sposób naukowo - badawczy. Muszą być zbadane nie tylko koszty budowy rurociągu, ale bilans kosztów dla całości urządzeń wodociągu, na tle całkowitego bilansu hydraulicznego rurociągów i pompowań oraz na tle kosztów eksploatacji. Te ostatnie znów, jak wiadomo, są zależne od rozwiązania zagadnień izolacji, połączeń, armatur, prawidłowych ciśnień dopuszczalnych, technologii wykonania betonów itd.

Sprawa jest zdaje się ważna i pilna, i powinna być jak najszybciej poddana badaniom w odpowiednim Instytucie.

Inż. M. Zajbert

¹⁾ porówn. artykuł na str. 121 niniejszego numeru (przyp. Red.).

Inż. JERZY REMBOWSKI

VADEMECUM HYDRAULICZNE

Pod tym tytułem ukazała się książka zawierająca wzory i dane cyfrowe obliczeń zagadnień z praktyki budownictwa wodnego, Materiał opracowany na podstawie stosunkowo obszernej literatury zawiera nie tylko najczęściej używane wzory oraz zestawienia cyfrowe potrzebne do przeprowadzenia obliczeń, ale również wiele praktycznych wskazówek. W wielu miejscach powołano się na autorów i stronę, gdzie szukać można podanych wzorów. Może to w razie potrzeby ułatwić odszukanie potrzebnej literatury. Na treść składa się 6 rozdziałów:

Rozdział I — Ruch wody w korytach i przewodach.

Rozdział II — Empiryczne wzory ruchów, obejmujące wzory ze współczynnikami szorstkości dla koryt i przewodów oraz opory ruchu. Nadto podano zasadnicze wzory odnośnie wód gruntowych.

Rozdział III — Obliczenie otworów i jazów.

Rozdział IV — Spiętrzenia i krzywe depresji.

Rozdział V — Opad i odpływ z uwzględnieniem przesiąkania i parowania. Zestawienie sum opadów rocznych dla poszczególnych dorzeczy. Wzory i obliczenia ilości wody na podstawie zlewni i opadów.

Rozdział VI — Podstawy do obliczeń w budownictwie wodnym z zakresu wodociągów, kanalizacji, zakładów o sile wodnej, melioracji rolnych, żeglugi i fundowania.

W dodatku podano tablice logarytmiczne, jednostki pracy i przeliczenia opadów na spływy.

W razie ponownego wydania może niektóre działy należałoby nieco rozszerzyć, a w szczególności dział odnoszący się do obliczania światła mostu oraz rozszerzyć wykazy opadów dla dorzecza Odry. Książka Inż. Jerzego Rembowskiego, jako praktyczna pomoc do obliczeń wodnych jest godna polecenia.

I. W.

Prof. Dr Inż. W. PONIŻ

TABLICE STOSOWANIA ŚRODKÓW OCHRONNYCH PRZY ZIMOWYCH ROBOTACH BETONOWYCH

Państw. Wyd. Techniczne, Warszawa, 1950, Str. 24.

Ukazanie się powyższej pracy zawierającej 14 tablic do określenia stopnia podgrzewania składników betonu oraz dodatków specjalnych do betonu, dla robót prowadzonych w czasie zimowym, zasługuje na specjalne podkreślenie.

Wzmoczone tempo odbudowy kraju nasunęło konieczność wykorzystania z sezonu zimowego dla prowadzenia robót betonowych, sezonu — z reguły prawie martwego. Niewątpliwie, jedną z przyczyn hamujących wykonanie robót betonowych w okresie mrozów był brak w ręku kierownika tych robót podręcznika, podającego w sposób łatwy, szybki i jednocześnie dokładny, przepisy stosowania środków mrozoopornych.

Cenna praca prof. Poniża usuwa te przeszkady. Zapewnia ona możliwość wyboru właściwego dla danych warunków stopnia podgrzania składników betonu, zastosowania odpowiedniej osłony matami słomianymi, względnie ustalenia ilości potrzebnej domieszki chlorku wapnia (CaCl_2).

Tablice ułożone są bardzo przejrzyste, dla różnych betonów i różnych temperatur otoczenia, przy różnych modułach powierzchniowych i usytuowaniach.

Objaśnienia, poprzedzające tablice, wyjaśniają zasady budowy tych tablic, sposób obliczenia potrzebnych elementów itp. Całość zilustrowana jest przykładami liczbowymi.

Inż. Paweł Wolczacki,

Inż. IGNACY BRACH (redaktor)

„WYKAZ MASZYN I URZĄDZEŃ DO TRANSPORTU BLISKIEGO. NOŚNIKI BLISKIE“

Państwowe Wydawnictwa Techniczne, W-wa 1949, str. 70.

Na całość publikacji składają się dwie części:

I. Nośniki bliskie

Określenie podstawowych pojęć,
Podział klasyfikacyjny nośników bliskich,
Określenie pojęć i opis poszczególnych typów nośników,
Dźwignia,
Przenośniki,
Zastosowanie nośników bliskich,
Zastosowanie dźwignic,
Zastosowanie przenośników,
Wytyczne do projektowania transportu bliskiego,
Uwagi ogólne,
Dane charakterystyczne dźwignic,
Dane charakterystyczne przenośników,
Kalkulacja kosztów ruchu nośników bliskich,
Podstawy kalkulacyjne,
Przykład obliczeń kosztów ruchu,

II. Nośniki bliskie — katalog

Dźwignice,
Przenośniki.

Należy z uznaniem określić inicjatywę Departamentu Techniki PKPG zapewnienia luki w naszym piśmiennictwie technicznym, jaką stanowił brak publikacji dotyczącej planowania potrzeb inwestycyjnych w udziale transportu wewnątrz przedsiębiorstwa.

Wykonanie zadania powierzono Instytutowi Konstrukcji Mechanicznych Głównego Instytutu Mechaniki.

Praca wykonana została zbiorowym wysiłkiem Inż. Ignacego Bracha (tekst, klasyfikacja, mianownictwo), konstruktora Józefa Młodzika (dźwignice), konstruktora Henryka Iwaszkińskiego (przenośniki), inż. Stefana Lipowskiego (nadzór nad pracami rysunkowymi i redakcyjnymi).

Autorzy zdawali sobie doskonale sprawę z trudności jakie mieli do pokonania przy opracowaniu katalogu — należało przecież ustalić klasyfikację, nomenklaturę, udźwigi i wydajności, podstawy kalkulacyjne i wreszcie zebrać potrzebne rysunki.

Sięgnięto do znanych materiałów krajowych, radzieckich i amerykańskich — tym niemniej poważne braki w tych materiałach należało wypełnić pracami oryginalnymi.

Słusznie Główny Instytut Mechaniki zaznacza w przedmowie, że praca nie jest jeszcze kompletna, brak jej bowiem niektórych rozwiązań konstrukcyjnych charakterystycznych wymiarów i orientacyjnych cen.

Należałoby tu również zaznaczyć brak określenia ciężaru własnego nośników oraz pewną, zrozumiałą zresztą, niejednołitość ilustracji pod względem rysunkowym.

Reasumując, podkreślić należy, że omawiana praca stanowi niewątpliwie dodatnią pozycję w naszym dorobku technicznym, rzucenie zaś jej na półki księgarskie w chwili przystąpienia do realizacji 6-letniego planu inwestycyjnego jest bardzo pomyślnie wybranym momentem.

Inż. P. Wolczacki

NOWA TARYFA TOWAROWA ŻEGLUGI ŚRÓDLĄDOWEJ.

Z dniem 15 marca 1950 r. wprowadzone zostały w życie: „Tymczasowa taryfa towarowa żeglugi śródlądowej” oraz „Taryfy na przewóz przesyłek towarowych w komunikacji kolejowo-wodnej”. (Dz. T. i Z. K. Nr 8/1950).

Taryfa żeglugi śródlądowej oparta została na taryfach i klasyfikacji P.K.P., obowiązującej od 1 stycznia 1950 r. Budowa jej nie nastęcza żadnych trudności przy praktycznym stosowaniu, bowiem jest przejrzysta i nieskomplikowana, pozwalając na szybkie odszukanie danych postanowień i ustalenie należności przewozowych. Klasy towarowe i stawki przewozowe dostosowano do kolejowych.

Charakterystyczną cechą nowej taryfy jest budowa stawek przewozowych. W pierwszych mianowicie 11 klasach taryfy (odpowiedniki 24 pierwszych klas taryfy P.K.P.) stawki przewozowe kalkulują się na niższym poziomie aniżeli stawki z taryfy kolejowej dla tych samych towarów; zniżka wynosi od 5 do 20%.

Taryfa zapewnia przy bezpośrednim przewozie rzeką dość znaczne korzyści na frachcie towarów wysokotaryfowanych i mniejsze korzyści przy stosowaniu stawek z klas dla towarów tańszych; koszt przewozu towarów najniżej taryfowanych nie jest jednak wyższy od kolejowego.

W komunikacji kolejowo-wodnej przewoźne podróżone jest kosztami przeładunku z wagonu na barkę i odwrotnie. Doliczanie do łącznej sumy przewoźnego kolej-rzeka opłaty za przeładunek nie powoduje w zasadzie naruszenia równowagi między frachtem za kombinowany przewóz — a frachtem za bezpośredni — w tej samej relacji — przewóz koleją towarów wysokotaryfowanych, ponieważ koszty przeładunku niwelowane są stosunkowo znaczną procentową zniżką stawek żeglugi w stosunku do stawek kolejowych za ten sam towar.

Łączna opłata przewozowa wraz z opłatą za przeładunek pewnych towarów masowo przewożonych a nisko taryfowanych i przewożonych w określonych relacjach, nie jest wyższa od taryfy kolejowej, obowiązującej między stacją nadania a stacją przeznaczenia towaru.

Dzięki tak zbudowanej taryfie towarowej żeglugi śródlądowej powstały zdrowe podstawy do pełnego wykorzystania taboru rzeczno. Taryfa ta otworzyła pełne szanse maksymalnego — w granicach możliwości — odciążenia kolei od przewozu towarów masowych, głównie węgla, koks, rud, cementu i cukru — bądźto przez przejmowanie takich towarów do bezpośredniego transportu rzeką, bądź też przez przewożenie ich w komunikacji kombinowanej przy ograniczeniu roli kolei do dowozu do portów rzecznych lub dowozu do miejsc przeznaczenia.

R.

PRACE KOMISJI METEOROLOGII, HYDROLOGII I MELIORACJI RADY NAUKOWEJ PRZY MINISTERSTWIE ROLNICTWA I REFORM ROLNYCH.

Rok 1949 był drugim z kolei rokiem działalności Komisji, której zadania obejmowały koordynację badań w zakresie rolniczej gospodarki wodnej. Wytyczne na ten okres przewidywały pod względem metod pracy dwa punkty: wciągnięcie do współpracy większej liczby instytucji badawczych o pokrewnej tematyce oraz organizowanie prac badawczych w ramach zespołów.

Oba postulaty zrealizowano, mianowicie w 1949 r. współpracowało z Komisją ponad 20 jednostek (Instytutów, Katedr Uniwersyteckich, Zakładów Doświadczalnych), które poza tematyką własną podjęły badania zespołowe w kilku dziedzinach, jak np. bilansu wodnego, erozji gleb, zadrzewień śródpolnych. Wyniki badań znajdują się w poszczególnych sprawozdaniach i publikacjach, tutaj wymieniamy tylko ważniejsze kierunki prac.

W zakresie meteorologii: wyposażono w instrumenty stacje meteorologiczne (Zakładów Doświadczalnych, opracowano dla kilku Zakładów wieloletnie obserwacje, wykonano regionalne monografie klimatyczne, zebrano materiały do charakterystyki niedosytów wilgotności powietrza, oświetlono zagadnienie zadrzewień śródpolnych i zalesień jako czynnika pożytecznych przemian klimatycznych w naszych warunkach.

W zakresie hydrologii: prowadzono dalsze prace nad bilansem wodnym zlewni Wisły i Odry oraz nad potrzebami wodnymi użytków zielonych i polowych, zebrano materiał do wyjaśnienia roli zalesień w ochronie przed powodzią.

W zakresie melioracji: wykonano szereg prac nad ochroną gleb Polski przed erozją, w co weszły: ocena nasilenia i zasięgów erozji, ocena strat w polach i żyzności gleby oraz doświadczalne zabiegi przeciwdziałające. Oświetlono również rolę zalesień jako czynnika ochrony gleb przed erozją. Prowadzono badania nad drenowaniem krecim w kierunku konstrukcyjnym i doświadczalno-terenowym. Kontynuowano ekspertyzy większych zlewni i dolin rzecznych dla celów melioracyjnych oraz dalsze badania nad użytkowaniem ścieków miejskich w rolnictwie.

Prace inicjowane przez Komisję uwzględniały przede wszystkim aktualne potrzeby praktyki i wiele z nich znalazło już zastosowanie w planowaniu przestrzennym i projektowaniu wodno-melioracyjnym.

Na 1950 r. wysunięto kilka nowych zagadnień, jak np. mechanizację robót melioracyjnych, rekonstrukcję sieci melioracyjnej w związku z mechanizacją rolnictwa, wstępne badania nad deszczownicami.

J. O.

WYDAWCA: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA (NOT)

Redaguje Komitet:

Redaktor Naczelny — Inż. M. Chudzyński

Redaktor Działu I i V — Inż. T. R. Suszczewski

Redaktor Działu III — Inż. A. Riedel

Redaktor Działu II — Inż. J. Wokroj

Redaktor Działu IV — Inż. Z. Sochoń

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

Prenumerata za 1950 r. wynosi 1200 zł. Cena niniejszego numeru — 200 zł.

Prenumeratę należy wpłacać na konto PKO. I-1960 „Gospodarka Wodna”

