

GOSPODARKA WODNA

DWUMIESIĘCZNIK

Rok III

Warszawa, Styczeń–Luty 1937 r.

Nr. 1

Przedruk artykułów i reprodukcja zdjęć bez podania źródła wzbronione

Treść: Od Redakcji. — Wspomnienia pośmiertne. — *Romański E. inż.* Gospodarka wodna w Polsce. — *Rabczewski W. inż.* Wodociągi i kanalizacje miast polskich. — *Wisłocki S. inż.* Regulacja rzeki Wilii w obrębie m. Wilna na małą i wielką wodę — *Górniewicz Z. mgr.* Utrzymanie wód i ich brzegów. — *Dębski K. inż.* Z rozważań nad problemem melioracji Polesia. — *Wóycicki K. doc. dr. inż.* Wyznaczenie przepływu na podstawie głębokości strumienia wody na krawędzi rynien. — *Kwiatkowski J.* Czy bywają na Wiśle „jesienne” wylewy? — *Iwanicki St. inż.* Stal wysokowartościowa w zastosowaniu do budownictwa żelbetowego. — Z robót wodnych w kraju. — Z literatury technicznej. — Wiadomości gospodarcze i prawne. — Życie techniczne. — Bibliografia.

Sommaire: Avant-propos de la Rédaction. — Nécrologues. — *Romański E. ing.* L'aménagement des eaux en Pologne. — *Rabczewski W. ing.* Service des eaux et des égouts des villes de Pologne. — *Wisłocki S. ing.* L'amélioration de la rivière Wilia dans Wilno pour les crues et les étiages. — *Górniewicz Z. mgr.* L'entretien des cours d'eau et des rives. — *Dębski K. ing.* Sur le problème de l'amélioration de la Pologne. — *Wóycicki K. doc. dr. ing.* Evaluation des débits d'après la profondeur du courant de l'eau à l'extrémité d'un lit artificiel. — *Kwiatkowski J.* Les crues d'automne sur la Vistule. — *Iwanicki St. ing.* Application de l'acier de haute résistance aux constructions en béton armé. — Les travaux hydrotechniques en Pologne. — Revue des publications techniques. — Informations économiques et juridiques, — Chronique. — Bibliographie.

Od Redakcji.

Z końcem roku 1936 opuścił stanowisko Redaktora odpowiedzialnego naszego pisma Inż. Wł. Kollis, który czynność tę sprawował od czasu założenia „Gospodarki Wodnej”, t. j. od r. 1935.

O wynikach owocnej pracy, położonej na tym polu przez Inż. Wł. Kollisa najlepiej świadczyć będzie historia czasopisma i jego szybki rozwój.

Potrzeba posiadania własnego fachowego pisma oddawna zaprzętała myśl polskich hydrotechników. Przeszkodą w realizacji tej myśli były wątpliwości, czy znajdą się odpowiednie fundusze i przygotowani do pracy ludzie i czy cała impreza nie skończy się na wydaniu pierwszego numeru. Wreszcie inicjator założenia pisma, Dyrektor Biura Dróg Wodnych Inż. E. Romański, znajduje uznanie swej myśli w Stowarzyszeniu Członków Kongresów Gospodarki Wodnej — jako wydawcy czasopisma; zostaje Redaktorem Naczelnym i powołuje na stanowisko Redaktora odpowiedzialnego Inż. W. Kollisa.

Pismo już w pierwszym roku istnienia szybko rozwija swe poszczególne działy, zyskuje sympatię szerokich rzesz hydrotechników, budzi zainteresowanie inżynierów z pokrewnych dziedzin techniki, oraz w krótkim czasie zdobywa uznanie poważnej krytyki fachowej, wywołując jednocześnie oddźwięk na łamach prasy codziennej.

Wydanie nowego pisma wymaga przede wszystkim nakładu pracy i kosztów. Z pomocą finansową przyszli — Stowarzyszenie Członków Kongresów Gospodarki Wodnej, Ministerstwo Komunikacji i Minist. Rolnictwa i Ref. Roln. Również firmy budowlane i wytwórcze przez ogłoszenia i reklamy poparły pismo, ufając w jego żywotność i widząc w umieszczaniu ogłoszeń dobrze zrozumiany interes.

W ciągu pierwszego roku pismo wychodzi jako kwartalnik.

Układ treści numerów — poza artykułami najwybitniejszych polskich fachowców z dziedziny gospodarki i budownictwa wodnego, żeglugi, ekonomistów, prawników, działaczy społecznych i t. p. — obejmował dział „Z literatury technicznej”, w którym streszczenia artykułów z czasopism zagranicznych i krajowych były podawane w takiej formie i zakresie, że czytelnicy

kowi, nie mającemu możliwości korzystania bezpośrednio z oryginalnych artykułów i prac, zamieszczanych w czasopiśmie zagranicznych, dawały wystarczający obraz postępu techniki i odgrywały jednocześnie dużą rolę przy projektowaniu i wykonywaniu budowli wodnych w kraju. Ten nowy typ streszczeń w takim zakresie rzadko był spotykany dotychczas w czasopiśmie technicznych zarówno krajowych jak i zagranicznych. Osobny dział „Wiadomości gospodarczych i prawnych” podaje m. in. statystyki przewozów i taryf na drogach wodnych. Na zakończenie, podobnie jak i w innych czasopiśmie umieszczano działy „Życie techniczne”, „Recenzje i krytyki”, „Bibliografia i inne.

O zainteresowaniu czytelników i potrzebie pisma świadczy duży przyrost czytelników pod koniec pierwszego roku wydawania „Gospodarki Wodnej”.

Napływ prac i artykułów wzrósł w takim stopniu, że Redakcja wystąpiła z wnioskiem do Stowarz. Gosp. Wodn. aby wydawać pismo jako dwumiesięcznik.

W roku 1936 nastąpił dalszy rozwój pisma, pomimo znalezienia się wydawnictwa w gorszych warunkach finansowych, gdyż subwencja pochodziła już tylko od Min. Kom.

Prócz istniejących działów, powstał nowy: „Z robót wodnych w kraju”. Co dział ten ma na celu, najlepiej określa zdania, wyjęte z artykułów redakcyjnych: „Nie są rzadkie wypadki, gdy wykonawca ciekawej roboty, po nabyciu bardzo cennych wiadomości, nie ma sposobu podzielić się myślą z szerszym gronem hydrotechników i całe nabyte doświadczenie, ten wielki kapitał ginie. Braki te nasze pismo ma zamiar usunąć; wzywa więc inżynierów hydrotechników, melioratorów, ekonomistów i działaczy społecznych do żywej wymiany zdań na łamach „Gospodarki Wodnej” (Nr. 1—1935 r. str. 2). W piśmie naszym, prócz poruszania większych, zasadniczych i programowych zadań i prac z dziedziny wodnej w kraju i zagranicą „musimy o robotach pisać, musimy dążyć do żywej wymiany myśli o wykonywanych budowlach, o poszczególnych konstrukcjach, o sposobach zainteresowania ludności i jej udziału w robotach wodnych i t. d.” (Nr. 4—1935 r. str. 154).

W roku 1936 zwrócono większą uwagę na ilustrowanie pisma w szczególności w działach „Z literatury technicznej” i „Z robót wodnych w kraju”.

Redakcja otrzymuje drogą wymiany kilkanaście czasopism krajowych i zagranicznych.

Wśród prenumeratorów jest cały szereg księgarni krajowych i zagranicznych.

Kilka cyfr poniżej podanych zobrazuje rozwój pisma:

	w 1935 r.	w 1936 r.
Pismo zawierało stron	183	278
Ilość autorów	23	38
Ilość oryginalnych artykułów	26	48
Ilość artykułów w działach „Z literatury technicznej” i „Wiadomości gospodarcze i prawne”	70	124
Ilość ilustracji	112 (w tym 60 fotograf.)	278 (w tym 139 fotograf.)
Ilość miejsca poświęconego na działy „Z literatury technicznej” i „Wiadomości gospodarcze i prawne”	19,7%	21,6%

Kończąc przegląd rozwoju „Gospodarki Wodnej” z przyjemnością stwierdzamy, że praca Inż. W. Kollisa w znacznym stopniu przyczyniła się do rozwoju naszego pisma. Należy również podkreślić, że Inż. W. Kollis pracował bezinteresownie i z wielkim zamiłowaniem — poświęcając cały swój wolny czas sprawom redakcyjnym.

To też Redakcja składa Mu gorące podziękowanie za wydatną współpracę, którą cechowało zawsze głębokie oddanie się sprawom wodnym w Polsce.

Jak widać z powyższego przeglądu dotychczasowej pracy i dorobku „Gospodarki Wodnej” czasopismo nasze, łącząc wysiłki i poświęcenia wielu osób dla sprawy wodnej, porusza jednocześnie związane z nią zagadnienia gospodarcze, komunikacyjne, melioracyjne, społeczne i t. p. w Polsce.

To też Redakcja, rozpoczynając 3-ci rok wydawnictwa, zamierza iść po dotychczasowej drodze rozwoju czasopisma, poruszając oprócz omawianych już, inne ważne zagadnienia, jak sprawy hydrotechniki morskiej, wodociągowo-kanalizacyjne etc.

W dziale „Z literatury technicznej” Redakcja będzie się starała zwrócić szczególną uwagę na zagadnienia, które mogą być u nas aktualne z punktu widzenia technicznego i gospodarczego, z jednoczesnym podkreśleniem kwestii organizacji pracy i zwalczania bezrobocia. Poza tym pojawiać się będą i inne sprawozdania, mniej uwzględniające nasze zainteresowania z punktu widzenia potrzeb kraju, konieczne jednak dla zilustrowania postępu techniki w budownictwie wodnym.

Dział „Z robót wodnych w kraju”, zapoczątkowany w r. 1936, będzie nadal rozszerzany, stanowiąc zbiór doświadczeń noszących hydrotechników z poszczególnych robót w kraju.

Ś. P. Prof. Inż. Mieczysław Rybczyński.



Dzień 23 stycznia r. b. przyniósł niezwykle bolesną wiadomość o śmierci wybitnego hydrotechnika polskiego prof. inż. Mieczysława Rybczyńskiego.

Urodzony w Stanisławowie w r. 1873, szkołę średnią kończy w Kołomyi, po czym odbywa studia na Politechnice Lwowskiej, uzyskując w r. 1897 dyplom inżynierski z odznaczeniem. Po ukończeniu Politechniki przez 2 lata pracuje przy projektach i budowie lokalnych kolei podolskich, zaś od r. 1899 całkowicie poświęca się budownictwu wodnemu. W latach 1902—1904 opracowuje projekty regulacji rzeki Stryja, Świcy i obu Bystrzyc. W r. 1904 zostaje mianowany kierownikiem regulacji rz. Łomnicy w Kałuszu, a w r. 1910 przechodzi na równorzędne stanowisko do Stryja, jako kierownik regulacji rz. Stryja. W r. 1912 ś. p. prof. Rybczyński zostaje powołany na stanowisko kierownika Biura Hydrograficznego we Lwowie, na którym pozostaje aż do chwili odzyskania Niepodległości.

W odrodzonej Polsce ś. p. prof. M. Rybczyński z całym zapałem poświęca się organizacji polskiej administracji technicznej, początkowo jako szef

sekcji b. Ministerstwa Robót Publicznych, następnie zaś jako długoletni vice-Minister, pełniąc w międzyczasie wielokrotnie funkcje Kierownika Ministerstwa Robót Publicznych.

Już w okresie swej czynnej służby w Min. Rob. Publ. ś. p. prof. M. Rybczyński oddaje się z zamiłowaniem pracy naukowej, prowadząc od r. 1924 wykłady hydrologii i regulacji rzek na Politechnice Warszawskiej.

W r. 1926 ś. p. prof. Rybczyński opuszcza służbę w administracji technicznej i, powołany na katedrę Politechniki Warszawskiej, jako profesor zwyczajny, poświęca się pracy naukowej.

Pomimo nawału zajęć we wszystkich stadiach swej działalności zawodowej, ś. p. prof. Rybczyński zawsze znajduje czas na żywy udział w życiu organizacji społecznych i naukowo-technicznych.

Na I Polskim Zjeździe Hydrotechnicznym w Warszawie występuje z inicjatywą założenia Stowarzyszenia Członków Kongresów Gospodarki Wodnej, stając później na czele jego zarządu. Prezesem zarządu Stowarzyszenia pozostaje aż do zgo-

nu. Towarzystwo Geofizyków w Warszawie wybrało s. p. prof. Rybczyńskiego na prezesa i tylko wskutek przeciążenia licznymi pracami, po kilku latach piastowania tej godności, zrzeka się przewodnictwa. Poza tym od roku 1913 pozostaje członkiem zwyczajnym Polskiego Towarzystwa Przyrodniczego im. Kopernika we Lwowie, zaś od r. 1900 — członkiem Towarzystwa Szkoły Ludowej, zasiadając przez dłuższy czas w zarządzie tego Towarzystwa.

W pracy patriotyczno-społecznej s. p. prof. M. Rybczyński posiada tak chlubne karty, jak udział w obronie Lwowa, a w okresie przedwojennym — budowa gmachu „Sokoła” i bursy w Kałuszu oraz kościoła pod Kałuszem.

Poniżej umieszczamy spis prac naukowo-technicznych s. p. prof. Rybczyńskiego, stanowiących cenny dorobek Jego myśli i niezwykle wartościową spuściznę tak wybitnego polskiego hydrotechnika.

W uznaniu zasług położonych dla nauki technicznej Akademia Nauk Technicznych w Warszawie powołała s. p. prof. Rybczyńskiego w r. 1933 na członka korespondenta, zaś w r. 1936 — na członka zwyczajnego.

S. p. prof. M. Rybczyński do ostatnich chwil Swego życia nie przestawał interesować się aktualnymi zagadnieniami praktyki inżynierskiej. Jako ekspert opiniuje liczne projekty regulacyjne, bierze czynny udział w pracach Polskiego Komitetu Energetycznego, pełniąc funkcje Przewodniczącego Komisji Wodnej tego Komitetu. W r. 1931 zostaje mianowany członkiem Rady Technicznej dla spraw morskich przy Ministrze Przemysłu i Handlu. Przy

rozpatrywaniu i opiniowaniu licznych zagadnień wodno-komunikacyjnych występuje jako rzeczoznawca Rady Technicznej przy Ministrze Komunikacji. Gdy budowa zapory w Porąbce wysunęła pewne zagadnienia hydrauliczne, Biuro Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji zwraca się do s. p. prof. Rybczyńskiego jako Kierownika Laboratorium Wodnego Politechniki Warszawskiej i wybitnego specjalisty, a zmarły Profesor przeprowadza doświadczenia, na podstawie których ustala pewne szczegóły konstrukcyjne w przelewowej części zapory.

I tak nie ma zagadnienia hydrotechnicznego, w którym światła rada s. p. prof. Rybczyńskiego nie byłaby wykorzystana.

S. p. prof. Rybczyński posiadał wysokie odznaczenia państwowe: komandorię z gwiazdą orderu Polonia Restituta, krzyż i medal Niepodległości, Orleńską za obronę Lwowa.

26 stycznia r. b. przyjaciele i uczniowie odprawiali Profesora na wieczny spoczynek.

Zgasił przedwcześnie, w pełni duchowych sił, w chwili, gdy swoje olbrzymie doświadczenie inżynierskie mógł jeszcze ku wielkiemużytkowi dla Państwa przekazywać.

Redakcja „Gospodarki Wodnej”, żegnając na zawsze s. p. prof. Rybczyńskiego, jako swego nieodżałowanego współpracownika i przewodniczącego Komitetu Redakcyjnego, łączy się z całą społecznością inżynierów-wodnych w głębokim żalu, a w tych skromnych słowach składa hołd Jego dobrze zasłużonej Pamięci.

Ś. P. Prof. Inż. Mieczysław Rybczyński.

Zmarł Prof. Mieczysław Rybczyński. Pozostawił po sobie żal wszystkich, którzy go znali bliżej i tych, którzy tylko dorywczo się z Nim stykali. Był to człowiek wyjątkowy, który nie tylko nie miał wrogów, ale nie miał nawet niechętnych Sobie. Z czasów Swjej służby w administracji państwowej pozostawił najlepsze wspomnienia u podległego Sobie personelu, oraz trwałe pamiętki w wykonanych przez Siebie budowlach. Umysł żywy i jasny, w poglądach swych i decyzjach utrafił zawsze w sedno rzeczy. Jako człowiek niezmierniej prawości i wyjątkowo miłego i łagodnego charakteru, potrafił godzić zwaśnione strony, wybierać drogi najbardziej rozsądnego i racjonalnego rozwiązania. Na zajmowanych przez Siebie kierowniczych stanowiskach, zawsze przedkładał zdrowy rozsądek nad formalistyką papierową. Wskutek tego z jednej strony miał pewne kłopoty i przykrości — z drugiej zaś otrzymywał prywatne podziękowania Swych przełożonych za załatwianie spraw, które nie mogły czekać na przejście papierków przez liczne urzędowe biura.

Jako profesor Politechniki na posiedzeniach Wydziałów czy komisji reprezentował zawsze głos zdrowego rozsądku, znajomości rzeczy i prawdziwej miłości do młodzieży. Wykłady Jego zwięzłe i jasne uwzględniały zawsze najnowsze zdobycze techniki. W postępowaniu z młodzieżą był często aż za dobry, lecz sprawiedliwy, wzmagaający i zawsze gotowy do pomocy. Współpraca z Nim w wydawnictwach, badaniach laboratoryjnych była prawdziwą przyjemnością. Cechował Go jasny pogląd, zdrowy krytycyzm, nie zaciemniony nigdy śladem nawet jakiegóż złośliwości czy uprzedzenia. Był to człowiek cichy i skromny, mimo wysokich stanowisk na które Go powoływano. Człowiek istotnie z tych, dla których jest ewangeliczne Królestwo Niebieskie. Nie można nie dodać, że był najlepszym, najukochańszym Mężem i Ojcem.

Zgasił przedwcześnie, lecz pamięć o Nim będzie żyć długo i w dziełach, które pozostawił, i przede wszystkim w sercach ludzkich.

Karol Pomianowski.

Spis prac ś. p. prof. M. Rybczyńskiego.

1. Kilka słów o siłach wodnych w Galicji. Lwów. Tow. Politechniczne 1905.
 2. Wpływ systematycznej regulacji rzek na stan wód wglębnych. Lwów, Tow. Polit. 1913.
 3. Studnie. Zagadnienia techniczne odbudowy kraju. Lwów. 1916.
 4. Regulacja rzek. Zagadnienia techniczne odbudowy kraju. Lwów 1916.
 5. Żegluga śródlądowa i regulacja rzek w ustawodawstwie sejmów polskich. Lwów. 1916.
 6. Regulacja rzek (skrypt) 1920. — Warszawa. Koło Inż. Wodn.
 7. Hydrologia (skrypt) 1923. — Warszawa. Koło Inż. Wodn.
 8. Regulacja rzek. Podręcznik Inżynierski Bryły. Lwów. 1927.
 9. Kryterium dla obliczania światła mostów. Czasopismo Techniczne. Lwów, 1926.
 10. Znaczenie laboratoriów wodnych. I-szy Polski Zjazd Hydrotech. Warszawa. 1929.
 11. Potrzeba założenia instytucji Kongresów gospodarki wodnej. I-szy Polski Zjazd Hydrotech. Warszawa 1929.
 12. Stan normalny przy regulacji rzek dla żeglugi. I-szy Polski Zjazd Hydrotech. Warszawa. 1929.
 13. Wstępne studia dla założenia schroniska rybackiego na pełnym morzu. Czasopismi techniczne. Lwów. 1930.
 14. Rozmieszczenie sił wodnych. Sprawozdania i prace Polskiego Komit. Energeb. 1932-1936.
 15. Kilka uwag o charakterystyce przepływów. Biuletyn Tow. Geofizyków w Warszawie. 1932.
 16. Żegluga śródlądowa w Polsce. I Narodowy Kongres Żeglugi. Warszawa. 1932.
 17. Koszty transportu wodnego. I Narodowy Kongres Żeglugi. Warszawa. 1932.
 18. Warunki techniczne rozwoju żeglugi śródlądowej w Polsce. I Narodowy Kongres Żeglugi. Warszawa. 1932.
 19. Beitrag zur Bertimung der Charakteristischen Wasserständen (Mittelhochwasser und Mittelniederwasser). IV. Hydrologische Konferenz der Baltischen Staaten. Leningrad. 1933.
 20. Laboratorium Wodne Politechniki Warszawskiej. Sprawozdanie z prac wykonanych w latach 1931-32. Warszawa 1933.
 21. Wisła Pomorska. Instytut Bałtycki. Toruń 1934.
 22. Problem Wisły. Sprawy Morskie i Kolonialne. Warszawa 1934.
 23. Drogi Wodne na Pomorzu. Kasa im. Mianowskiego. Warszawa 1935.
 24. Śródlądowe drogi wodne w Polsce. Liga Morska i Kolonialna. Warszawa 1935.
 25. Drogi wodne w okresie kryzysu. Gospodarka Wodna. 1935.
 26. Przelewy i niszczenie energii na zbiorniku w Porąbce. Gospod. Wodna. 1936.
 27. Siły wodne w Polsce. P. Komitet Energetyczny. Warszawa 1936.
 28. Sprawozdanie z badań dla modelu zapory w Rożnowie. (w rękopisie).
 29. Regulacja rzek. (w rękopisie).
- Wspólnie z prof. Dr. K. Pomianowskim i Dr. K. Wóycickim Hydrologia tom I. Warszawa. Kom. Wyd. Br. Pom. Sł. Polit. Warsz. 1933.
- Hydrologia tom II. Warszawa. Kom. Wyd. Br. Pom. Sł. Polit. Warsz. 1934
- Hydrologia tom III. (w rękopisie).

Ś. P. Inż. Karol Brodowski.

W dniu 25 stycznia 1937 roku zmarł w Badenie w Szwajcarii rodak nasz i wielki hydrotechnik inż. Karol Brodowski.

Do ostatniej chwili Swego życia pracował w firmie Motor-Columbus, jako wicedyrektor i kierownik wydziału budowlanego.

Inżynier na miarę europejską, człowiek o wielkiej wiedzy i wielkich zaletach charakteru — bliski przyjaciel b. Prezydenta Rzeczypospolitej ś. p. inż. G. Narutowicza.

Inż. Karol Brodowski pochodził z Wielkopolski — urodził się w majątku Pawłowie koło Gniezna. Do roku 1886 uczęszczał do gimnazjum w Poznaniu. W okresie „Kulturkampfu” przeniósł się do Zurvchu, gdzie ukończył szkołę kantonalną, a następnie studiował na wydziale inżynierii Politechniki Zurvchskiej, którą ukończył w roku 1891.

Praktykę inżynierską rozpoczął w Brazylii (San Paulo), gdzie w ciągu 9-ciu lat zajęty był przeważnie przy budowie tamtejszych kolei żelaznych. Po powrocie do Europy prowadził studia nad wyzyskaniem sił wodnych w Abruzzach, w środkowej Italii.

W 1902 roku ożenił się z córką powstańca polskiego P. Jadwigą Trzciską. W tym też roku został zatrudniony w firmie „Motor” — Towarzystwo Akcyjne w Badenie, której był pracownikiem przez 34 lata bez przerwy. W firmie tej, która rozwijała dużą działalność na pelu elektryfikacji Szwajcarii przez wyzyskanie sił wodnych, ś. p. inż.

Brodowski znalazł możliwość wykazania swych nieprzeciętnych zdolności i energii przy projektowaniu i budowie zakładów wodnych, także poza granicami Szwajcarii.

Towarzystwo Akcyjne „Motor”, przezwane później „Motor - Columbus”, powołało Go już w roku 1909, na stanowisko kierownika wydziału budowlanego, następnie prokurenta, wkońcu wicedyrektora.

Pod kierunkiem, względnie przy współudziale inż. Brodowskiego powstało przeszło 30 wielkich zakładów wodnych, o mocy instalowanej ponad 1.000.000 KM. Zakłady w Kander i Hagneck, w Beznau, w Löntschi, w Biaschina, w Anza i Cairasca we Włoszech, w Skollenborg w Norwegii, w Arniberg koło Amsteg, w Gösgen, 3 duże zakłady na rz. Maira we Włoszech, zakłady na jeziorze Lungër, zakłady na rz. Varrone we Włoszech, zakład na Renie w Ryburg-Schwörstadt i zakład Piättino w kantonie Ticino — pozostańa na zawsze świadectwem Jego, pełnej chluby, inżynierskiej pracy.

Liczne też projekty, jeszcze nie wykonane, zostały opracowane pod Jego kierunkiem, względnie według wydanych przez Niego ekspertyz.

Ś. P. Inż. Brodowski interesował się żywo wyzyskaniem sił wodnych w Polsce, udzielając zawsze chętnie swych cennych rad.

W firmie „Motor-Columbus” pod Jego kierownictwem studiowano i wydano ekspertyzy o projektach zbiorników i zakładów wodnych w Porąbce, w Rożnowie, w Gródku i Żurze na Pomorzu, w Szyłanach pod Wilnem i innych. Inż. Brodowski był wzywany często do Polski, jako znawca do budowy zbiorników w Porąbce i Rożnowie.

Pomimo, że przez 34 lata stale mieszkał w pięknym miasteczku Badenie pod Zurychem i miał obywatelstwo szwajcarskie — nie przestał myśleć i czuć po polsku. Biorąc żywy udział w życiu emigracji polskiej w Szwajcarii, dokładał starań celem zacieśnienia węzłów pomiędzy Swoją Ojczyzną a

Szwajcarią. Za tę działalność pionierską odznaczony został orderem Polonia Restituta. Wielu studentów i inżynierów Polaków zawdzięcza Mu zdobycie praktyki hydrotechnicznej na terenie Szwajcarii. Dzięki Swemu autorytetowi, jaki posiadał w tym kraju, uzyskiwał praktyki dla Polaków nawet wten czas, kiedy granice Szwajcarii, z powodu kryzysu gospodarczego, zostały dla szukających pracy zamknięte.

Hydrotechnika polska straciła w Nim wybitnego przedstawiciela.

Cześć Jego Pamięci!

Jerzy Skrzyński.

Inż. Edward Romański

Gospodarka wodna w Polsce¹⁾.

Zbieramy się w okresie czasów, kiedy w całym świecie zaczęły grać większą, niż dotychczas rolę zorganizowane masy uświadomionych obywateli.

Stąd jest zrozumiały główny cel naszego zjazdu — inauguracja związku zawodowego Inżyn. Wodnych. Jeśli dawniej związki zawodowe miały na celu przede wszystkim i prawie wyłącznie obronę interesów poszczególnych jednostek-członków tych związków, to dziś potężne związki w różnych państwach oprócz powyższego celu mają inny doniosły cel — pracę zrzeszenia dla dobra swego państwa. W ideale cele te są lub muszą być identyczne.

Na tle głównego tematu naszego zjazdu pragnę dać obecnie krótki przegląd naszej gospodarki wodnej, zorientować kolegów o niektórych postępach hydrotechniki w świecie i o naszych zadaniach i możliwościach w dziedzinie gospodarki wodnej.

Jeżeli nawet powiem rzeczy na ogół znane, to i w tym wypadku w dniu powstania naszego związku pożytecznym jest zastanowić się, w jakim punkcie współrzędnych czasu i postępu prac wodnych jesteście obecnie.

Właściwie odpowiedzieliśmy sobie dość obszernie na zapytanie takiego rodzaju siedem lat temu na pierwszym ogólnopolskim zjeździe hydrotechników.

Postulatów tego zjazdu nie zdążyliśmy jednak dotychczas wprowadzić w życie. Były zresztą poważne powody i przeszkody.

Dzisiaj zbliżamy się stopniowo do realizacji szeregu wielkich zagadnień wodnych. I tu spostrzegamy jedno z naszych zaniedbań, mianowicie, w ciągu kilku ubiegłych lat zdziałaliśmy zbyt mało w kierunku większego spopularyzowania naszych zadań, wobec czego jeszcze dziś bardzo często — kiedy mówimy o gospodarce wodnej — trafiamy na nieprzygotowany grunt w społeczeństwie.

Nie każdy bowiem zastanawia się nad doniosłą rolą gospodarki wodnej w Państwie, a nawet naj-

zwyczajnie nad rolą wody w naszym życiu, które bez niej było by w ogóle niemożliwe.

Poza tym woda jest jednym z najpotężniejszych żywiołów świata. Od początku istnienia kuli ziemskiej była ona ważkim czynnikiem w kształtowaniu się życia i była zawsze w przewadze.

W procesie krążenia wody w przyrodzie, jest dla nas najważniejszy ten odcinek, na którym woda styka się z ziemią, bo jej działania, jeżeli nie są niczym regulowane, — nie zawsze odpowiadają potrzebom człowieka i często stają się kłeską; natomiast opanowanie tego żywiołu przynosi wiele korzyści. Stąd wynika konieczność gospodarowania wodą. Zadanie gospodarki wodnej na ostatnim międzynarodowym kongresie żeglugi w Brukseli było określone w bardzo zwięzłej definicji, która głosi, że „celem gospodarki wodnej jest odprowadzenie do morza spadającej na ziemię wody przy ograniczeniu do minimum jej szkodliwego działania i przy wyzyskaniu do maksimum jej działania pożytecznego, jako środowiska, materii i masy”.

Szkodliwe działanie nieopanowanych, nieuregulowanych wód wyraża się oczywiście nie tylko we wspomnianych mechanicznych zniszczeniach i uszkodzeniach, wyrządzanych przez wody płynące, szczególnie podczas przyborów i powodzi, lecz również na przykład, w obniżeniu wydajności gleby pod względem rolniczym, gdy wody gruntowej mamy za dużo lub za mało, w tym wytworzeniu — w razie trwałego zabagnienia terenów — tak niezdrowych warunków klimatycznych, że wskutek tego całe pokolenia wymierają lub całe narody degenerują się, stają się słabsze fizycznie od tych narodów, które się wychowują w zdrowych warunkach klimatycznych i mają przede wszystkim uporządkowane stosunki wodne na swoich terenach.

Można bez przesady powiedzieć, że zagospodarowanie każdego terenu, a więc i obszaru państwa,

¹⁾ Z referatu, wygłoszonego na Zjeździe Inżynierów Wodnych R. P. w Warszawie w dniu 30.I.37 r.

powinno się zaczynać od uporządkowania gospodarki wodnej.

Zwalczając szkodliwe działanie wód, wykorzystujemy jednocześnie wszelkie dobrodziejstwa, płynące z opanowania żywiołu wodnego, a są one wielkie.

Ale przede wszystkim, żeby dobrodziejstwa te osiągnąć, potrzebny jest wielki nakład pracy.

Jeżeli chodzi o teren Polski, to wystarczy sobie przypomnieć, że blisko 18.000.000 ha ziemi wymaga większych lub mniejszych melioracji rolnych, polegających przede wszystkim na uregulowaniu wody w glebie, że co najmniej 1.300.000 HP. w postaci potencjalnej energii wodnej czeka na ich wykorzystanie, że kolosalne połacie kraju naszego nie są zaopatrzone w zdrową wodę do picia, że nasze potoki górskie nie są upiększeniem, lecz często klęską całych okolic, że nasze drogi wodne są nieurządzone i zupełnie niewykorzystane (jest ich ok. 15.000 km wraz z drogami sztucznymi i rzekami spławnymi), że — wreszcie — najpotężniejsza nasza arteria wodna, Wisła, znajduje się w najzupełniej chorobliwym zaniedbaniu. Krótko można by powiedzieć, że połowa Polski wymaga melioracji wodnej, że niema w Polsce ani jednej rzeki całkowicie uregulowanej, nie ma ani jednego uporządkowanego szlaku wodnego.

To wystarczy, żeby sobie wyobrazić, jak wielkie zadania stoją przed nami, jak obszerne mamy pole do pracy.

Pozostawiając omówienie spraw melioracyjnych, jak również spraw, dotyczących zaopatrzenia w wodę, oraz hydrotechniki morskiej następnym prelegentom, zatrzymam się na ogólnym, z konieczności bardzo pobieżnym rozważeniu spraw gospodarowania wielkimi wodami — na rzekach żeglownych, spławnych potokach górskich i na kanałach żeglugi.

Przed wszystkim zrobię próbę przedstawienia w grubych zarysach ogólnego podkładu, na którym dziś powstają projekty naszych polskich większych robót wodnych.

Otóż okazuje się, że pomimo wielkiego postępu w innych środkach komunikacji, drogi wodne w świecie zajmują zaszczytne miejsce, że stale są ulepszane i rozbudowywane.

Przy bliższym badaniu stosunków w państwach ościennych, jak również i dalej położonych, a nawet w państwach zaoceanicznych — okazuje się, że wszystkie państwa, dbające o rozwój swego życia gospodarczego, prowadzą celową politykę wodną, łącząc prowadzenie w wielkim stylu robót wodnych z rozwiązaniem najważniejszych problemów o charakterze społecznym i państwowym, jak obrona kraju, elektryfikacja, zdobycie najtańszych środków transportu, zwalczanie bezrobocia i t. p.

Wykonane w ostatnich nawet latach i wykonywane obecnie takie roboty, jak kanał Alzacki, t. zw. Śródlądowy, kanały Hitlera, Mussoliniego, Alberta, Julianny, Białomorski, zakłady o sile wodnej — „Dnieprostroj”, „Wołchowstroj”, Ryburg-Schwörstadt, Wäggital, Kembs i dziesiątki i setki innych zapór wodnych i zakładów o sile wodnej w krajach europejskich — już nie mówiąc o Ameryce — stwarzają potężny obraz postępu w dziedzinie gospodarki wodnej. I jest absolutnie nie do pomyślenia, nie ze względów prestiżowych, lecz ze względów

ekonomicznych, z najżywotniejszych względów naszego bytu, pozostawanie na stanowisku biernego obserwatora tej niesłychanie intensywnej akcji rozbudowy wodnej dokoła naszego państwa.

Warto tu zauważyć, że te wielkie roboty wodne są wykonywane w różnych państwach niezależnie od ich ustroju, od struktury społecznej.

Ale czy Polska posiada warunki do wykorzystania śródlądowych dróg wodnych? Tak jest. Polska jest przez naturę bogato wyposażona w możliwości stworzenia najtańszych środków lokomocji wodnej.

Historia zaś wskazuje, że w różnych okresach dawnej państwowości polskiej umiano te możliwości wykorzystywać, doceniano znaczenie dróg wodnych, dbano o ich utrzymanie w należyтым stanie i wykorzystywano je w wyższym niż obecnie stopniu, pomimo znacznie mniejszego zaludnienia i uprzemysłowienia kraju.

Jeżeli chodzi o bezstronną krytykę obcą, to przypomnijmy sobie zdanie komisji ekspertów technicznych Ligi Narodów w osobach pp. J. Gase, G. P. Nijhof i Watier, która wypowiedziała jeszcze w r. 1926, że „Polska ze względu na swe warunki orograficzne, klimatyczne i hydrograficzne, nadaje się szczególnie do stworzenia dobrej sieci dróg wodnych”.

Spójrzmy na mapę Polski. Rzeczywiście trudno sobie wyobrazić lepszy podkład dla rozwoju dróg wodnych. Mamy jak gdyby osi współrzędnych, mianowicie osi Wisły łagodnie wygiętą, następnie osi drogi wschód—zachód, do której wchodzi Prypeć, kanał Królewski, Bug, Wisła, Noteć, a w przyszłości Warta. To są szlaki główne, do których dochodzą drogi wodne dojazdowe w postaci dopływów i kanałów, tworząc wielką sieć polskich dróg wodnych. Sieć ta przez Wisłę łączy się z Bałtykiem, przez Dniepr zaś — z Morzem Czarnym. W dalszej naszej perspektywie dziejowej widzimy również drogę Bałtyk—Morze Czarne przez Wisłę, San, Dniestr i Prut.

Są to nasze wielkie potencjalne bogactwa.

Musimy te możliwości, szczególnie te tak łatwo osiągalne — wykorzystać, jeżeli nie chcemy, żeby ubiegły nas Niemcy, które w tempie gwałtownym stwarzają drogę Ren—Men—Dunaj, z ominięciem terytorium Polski, lub Czesi, którzy noszą się też z zamiarem ominięcia Polski przez stworzenie drogi wodnej łączącej Bałtyk, Morze Północne i Morze Czarne przez Odrę, Łabę i Dunaj.

Nasza droga międzynarodowa przez Wisłę i Dniepr do Morza Czarnego jest najkrótsza, przekracza b. niski wododział i wskutek tego jest bezkonkurencyjna; po jej usprawnieniu powstaną możliwości wielkich tranzytów międzynarodowych, co pociągnie za sobą dodatnie skutki ekonomiczne dla kraju.

Jakże inaczej wyglądać będzie Polska, gdy potrafi stworzyć odpowiednie warunki dla najtańszych transportów wodnych i dla tranzytów międzynarodowych o wielkim w przyszłości dla Polski znaczeniu, z czym wiąże się powstanie całego szeregu przedsiębiorstw różnego rodzaju.

Poza wspomnianymi tranzytami międzynarodowymi, drogi wodne, jako środek najtańszego transportu wewnątrz kraju, muszą być wykorzystane, w przeciwnym bowiem wypadku Polska bę-

dzie pozostawać w warunkach gorszych od sąsiadów, stworzy sobie niepotrzebnie trudniejsze warunki ekonomiczne. Dla naszych transportów wewnętrznych drogi wodne mogą okazać nieraz wprost zbawienne usługi.

Takie towary, jak węgiel, drzewo, kamień, cegła, zboże, cukier, nawozy sztuczne nadają się szczególnie dla transportów wodnych. Podkreślam, że kierunki naszych dróg wodnych są bardzo dogodne. Wisła zaczyna się od samego Zagłębia Węglowego i ciągnie się przez cały kraj do morza; inne drogi, jak Niemen z kanałem Augustowskim, żeglowna Szczara — sięgają w głąb obszarów leśnych. Drogi nasze łączą połacie kraju o różnych strukturach gospodarczych, zbliżają je, poddają możliwość żywszej wymiany towarów.

Mamy bardzo jaskrawe przykłady żywotności dróg wodnych. Na przykład Styr, który niezwłocznie po przywróceniu go do żeglowności, stał się niezbędnym szlakiem wodnym dla wymiany towarowej pomiędzy Wołyniem, a Polską. Jest godne uwagi, że dziś do stolicy Wołynia — Łucka drogą wodną przybywa towarów więcej, niż wszystkimi innymi środkami komunikacji. A oto drugi nie mniej jaskrawy przykład: węgiel żywiłowo pcha się na nieuregulowaną Wisłę i tylko sztuczna przeszkoda — kontyngent, ustalony w swoim czasie dla transportu wodą, na 90.000 ton rocznie zahamował zwiększenie wywozu węgla, a przez to właściwie powstrzymał powstanie nowych przedsiębiorstw transportowych.

Nie 90.000 ton, a dobrych parę milionów ton węgla będzie spławiać Wisła po usprawnieniu tej drogi wodnej i oczywiście po skasowaniu sztucznych przeszkód w postaci kontyngentów. Dla innych dróg wodnych też są gotowe ładunki.

Koszt wołyńskiej kostki granitowej i bazaltowej w centralnych połaciach kraju można znacznie obniżyć po wybudowaniu Kanału Kamiennego i usprawnieniu drogi wodnej ze wschodu do Wisły. A tego materiału potrzeba rocznie już dziś do 2.000.000 ton. W najbliższych zaś latach — znacznie więcej. Jakim ze dobrodziejstwem będzie dla dróg kołowych otrzymanie w centrum kraju taniej, bo drogą wodną, tego cennego materiału. Z jakim to pożytkiem będzie dla kolei żelaznych, które nie będą zmuszone do przewozu tego materiału wg. taryf deficytowych.

Tu mieli byśmy początek współpracy różnych środków komunikacji, powtarzam współpracy, a nie konkurencji, współpracy, ułożenie której bywa trudne, lecz mimo to konieczne.

Słuszne jest zdanie Ministra Komunikacji Rzeszy Niemieckiej, który w r. 1930 powiedział, że: „Celem polityki komunikacyjnej państwa jest, aby gospodarstwu dać najtańsze środki przewozowe, a nadto środki różnorodne, zdolne do dostosowania się do rozlicznych potrzeb i zadań, — a równocześnie ostro czuwać nad tym, aby żaden z tych środków nie zmarniał, ani też nie utracił zdolności do wypełniania swego gospodarczego zadania”.

Jest to słuszne ze stanowiska komunikacji w kraju. Nie mówiąc o tym, że uporządkowanie głównych cieków wodnych jest również potrzebne ze względów przeciwpowodziowych, rolniczo - melioracyjnych, obrony terenów przybrzeżnych, itp.

Wreszcie, o ile bezsprzeczne są kwestie utrzymania i rozwoju naszych portów morskich, o tyle stworzenie odpowiedniego zaplecza, połączonego z nimi tanimi szlakami wodnymi — wydaje się koniecznością.

Jeszcze parę liczb, żeby uwypuklić znaczenie dróg wodnych.

Na drogi wodne w Polsce przypada zaledwie 1% wszystkich transportów towarowych, natomiast w innych krajach procent ten dochodzi do 50%, a nawet 80%. Taki wysoki udział taniego transportu w tych państwach musi wywierać bardzo dodatni wpływ na stosunki gospodarcze w kraju.

Bardzo pouczające jest zestawienie tonażu towarów na różnych rzekach żeglownych. Tonaż na dolnej Wiśle wynosi ok. 500.000 ton rocznie. Odra zaś ma około 4 milionów, Łaba — około 6 milionów, Ren — 23 miliony (maximum 57 milionów ton).

Według wszelkiego prawdopodobieństwa nasze drogi wodne po ich usprawnieniu będą przewoziły nie mniej niż 25%, a być może 50% towarów, wobec czego roczna oszczędność na przewozach bardzo łatwo osiągnie wysokość kilkudziesięciu a może i setki milionów.

Są to odsetki od olbrzymiego kapitału.

Nie poruszam tu wielkich korzyści wtórnych.

A teraz pozwolę sobie zestawić parę liczb z dziedziny różnych inwestycji wodnych zagranicą, żeby sobie uprzytomnić, jakie kwoty są wydawane na budownictwo wodne i porównać z naszymi wydatkami na te cele.

Zakład o sile wodnej Ryburg—Schwörstadt o mocy 2 razy większej od Rożnowa, kosztował 95.000.000 zł, zakład Waggital — 170.000.000 zł. Rozbudowa portu na Sekwanie w Paryżu kosztowała za ubiegłe lata paręset milionów franków. (Polska na porty rzeczne wydaje znikome kwoty).

Na Łabę — już uregulowaną — jest przeznaczony do celu uzupełnienia regulacji — 15.000.000 marek.

Na budowę jednego kanału — „Alberta” — Belgia wydała do roku 1935 — 2 miliardy fr.

Stany Zjednoczone uporządkowanie gospodarki wodnej tylko jednej rzeki — Tennessee — obliczają na 6 miliardów zł.

Jeżeli chodzi o wydatki roczne budżetowe u najbliższego sąsiada, to charakterystyczne jest, że Niemcy, które mają już zbudowaną dobrą sieć dróg wodnych, czyli wydawało by się — mają mniej potrzeb niż my, wydają rocznie na drogi wodne 120—150 milionów marek.

Każdy sobie te kwoty z naszymi porówna.

Naszkicowany tu fragmentarycznie stan budownictwa wodnego w świecie i w Polsce stawia przed nami potężne zadanie uporządkowania naszej gospodarki wodnej.

Ze strony naszego Rządu widzimy wielkie wysiłki wynalezienia środków na inwestycje wodne.

I faktycznie mamy możliwość bodaj w mniejszej stosunkowo skali inwestycje wodne, zapoczątkowane już przed dwoma laty, kontynuować.

Opracowany 4-letni program inwestycji wodnych, w zakresie działania Min. Komun. — prawda wielce dziś skomprimowany, — wydaje się jednak bardziej realnym, niż programy dawniejsze.

Nie znajdujemy w tym programie kanału Węglowego, kanału lateralnego Zagłębie—Kraków, połączenia Wisły z Dniestrem i innych wielkich pławów wodnych, koszta których nie miały by pokrycia w budżetach jeszcze w ciągu szeregu lat. Nie wolno przecież nam przy takich warunkach rozpoczynać tych robót. Natomiast, mając na oku konieczność z jednej strony — regulacji rzek i rozwoju żeglugi, z drugiej — obrony przeciwpowodziowej, zostały ustalone pewne podstawy dla ułożenia tego programu.

Regulacja przede wszystkim Wisły i stworzenie mocnej osi naszych dróg wodnych wysuwa się na czoło naszych zadań. I jeśli w roku bieżącym bezpośrednio na to zagadnienie odpowiednich środków nie mamy, to muszą się one znaleźć już w następnym roku.

Opanowanie górskich dopływów Wisły, mających wielki wpływ na jej régime, wraz z budową zbiorników i zabudowaniem potoków przewidziane jest również w tym programie, jako odpowiadające zadaniom regulacyjno-żeglugowym, przeciwpowodziowym i częściowo energetycznym.

Uwzględnione jest również usprawnienie dróg wodnych na wschodzie, a na zachodzie wybudowanie kanału Gopło—Warta.

I mimo wszelkich trudności mogę powiedzieć, że już rozpoczęliśmy — jak na naszą skalę — duże roboty wodne.

W końcu roku ubiegłego została ukończona budowa zapory w Porąbce na Sole, w budowie mamy siedmiokrotnie większy zbiornik — w Rożnowie, w ciągu ostatnich dwu lat wybudowaliśmy dziesiątki zapór na potokach górskich, wykonaliśmy niektóre

roboty regulacyjne na Wiśle, przebudowujemy obecnie kanał Królewski, usprawniamy Prypeć, budujemy tak zwany kanał Kamienny, konserwujemy w miarę możliwości budowle istniejące i wykorzystujemy każdą sposobność, by choć o krok dalej usprawnić nasze drogi wodne.

Koledzy! w Waszych rękach leżą możliwości znacznego zwiększenia robót — przy umiejętnym i oszczędnym dysponowaniu środkami.

Niewątpliwie, że stojąca przed nami praca jest olbrzymia — na miarę kilku pokoleń.

Ale praca dzisiejszego pokolenia jest najbardziej odpowiedzialna, ona bowiem musi nadać odpowiedni kierunek pracom przyszłym — na wiele dziesiątków lat.

Przed dwoma laty z okazji otwarcia zjazdu służby wodno-komunikacyjnej, powiedziałem, że musimy być gotowi, zbliża się bowiem okres wielkich robót wodnych.

Mam śmiałość dziś powiedzieć, że jesteśmy już w początku tego okresu i że polski inżynier wodny dzisiaj zdaje egzamin.

Cały świat na wszystkich polach pracy maszeruje dziś w zwartych mocnych kolumnach ludzi, zespolonych wiedzą, dyscypliną i wolą; kolumny te maszerują, żeby tworzyć wielkie dzieła dla swego narodu.

Koledzy, zebraliście się dziś, żeby w Polsce stworzyć pierwsze kolumny inżynierów wodnych i ogłosić wymarsz na trudne pole pracy.

Trudne, ale jakże zaszczytne.

Jak żelazem i krwią zdobyta została nasza Ojczyzna, tak wiedzą, wolą, energią i wytrwałą programową pracą będzie rozbudowana i umocniona.

Część tej pracy b. wartościową wykonamy my — inżynierowie wodni.

Inż. Włodzimierz Rabczewski

Wodociągi i kanalizacje miast polskich¹⁾

Wśród wielu gałęzi gospodarki wodnej zaopatrywanie osiedli w dobrą obfitą wodę oraz usuwanie z nich i unieszkodliwianie wody tej po jej zużyciu, jak również wszelkich wód opadowych i nieczystości płynnych, zajmują jedno z ważniejszych miejsc.

Woda dla człowieka, jak też i dla każdego żyjącego stworzenia, stanowi poza powietrzem najistotniejszy artykuł żywoy. To też najmniejsze osady ludzkie, powstające w zamierzchłych prahistorycznych epokach, były zakładane w pobliżu jakiegoś źródła wody, — rzeki, jeziora, strumyka, bądź źródła tryskającego na powierzchni ziemi.

W miarę wzrastania osad do wsi, miasteczek i miast, w miarę wzrastania kultury i związanych z nią potrzeb zdrowotnych wzrastała troska o źródła wody, z których korzystały te osiedla, troska o ilościową i jakościową ich wartość. A wzrasta w rzeszach ludzkich zrozumienie, że człowiek, któ-

rego ciało składa się w 80% z wody, przede wszystkim potrzebuje tej wody do użytku wewnętrznego w postaci wody pitnej i do strawy we wszelkich jej postaciach, do gotowania, mycia, prania, utrzymania czystości ciała i otoczenia, pojenia zwierząt i ptactwa użytkowego, najrozmaitszych potrzeb gospodarczych i przemysłowych, do kultywowania wszelkich roślin — ogrodów, sadów, parków, zielców, kwietników, do walki z kurzem, do celów estetyki osiedli itd.

Dla tych tak ważkich a tak różnorodnych i obszernych swoich potrzeb ludzkość widziała się zmuszoną wodę, ten przepiękny żywioł kuli ziemskiej, odgrywający wielką rolę w budowie jej skorupy, ujarzmić w tak doskonały sposób, że każda kropla tej ujarzmionej wody przechodzi z matematyczną dokładnością przeznaczoną jej drogę przez szereg pomysłanych do tego urządzeń. Zespół tych urządzeń, przeznaczonych do zaopatrywania osiedli w wodę, składa się na to, co nazywamy wodociągami, zespół zaś urządzeń do usuwania wody zużytej

¹⁾ Referat wygłoszony na Zjeździe Inżynierów Wodnych R. P. w Warszawie w dniu 31. I. 1937 r.

i nieczystości płynnych — na to, co nazywamy kanalizacją.

Już w r. 1879 inż. Feliks Kucharzewski, znany polski technik sanitarny i długoletni redaktor czasopisma „Przegląd Techniczny”, stwierdził, że „kwestia asenizacji miast sprowadza się do 2 niezbędnych czynników: dostarczania wody czystej i odprowadzania wód zbytecznych i nieczystości” — a więc do wodociągów i kanalizacji.

Tak się już jakoś utarło w szerokich warstwach społeczeństwa mniemanie, że wodociągi i kanalizacja są zdobyczą bądź wieku współczesnego, bądź najdalej poprzedniego. Atoli tak nie jest.

Już u starożytnych Hindusów, Assyro-Babilończyków, Egipcjan i Żydów, następnie zaś u Greków i Rzymian — tych cywilizowanych ludów starożytności — społeczna higiena stała na bardzo wysokim poziomie rozwoju. Dawali oni pilną bacność na czystość ciała, mieszkań i otaczającej miejscowości oraz dobrze rozumieli, że dla ochrony zdrowia potrzebne są czysta przeczczysta woda, niezanieczyszczona gleba, nieepsuta żywność itd.

Ponieważ ustawodawcy starożytni wszystko to, co poczytywali za wymagalne, przyodziewali w szaty przepisów religijnych, podobny los spotkał również wymagania higieniczne. Chociażby przytoczyć tu ze Starego Testamentu Księgę Lewitów, stanowiącą istotny traktat o higienie, którego tezy, ustanowione przez Mojżesza (1400 lat przed Narodzeniem Chrystusa), dotyczą wszystkich niemal zagadnień, składających się na treść współczesnej nam wiedzy sanitarnej.

Już u Żydów starożytnych w miastach znajdujemy urządzenia sanitarно-techniczne. Znane są wodociągi w Jeruzalem, których było 5 i część których czynna jest i w naszych czasach. Również w Jeruzalem w świątyni Salomona istniały urządzenia o charakterze do pewnego stopnia kanalizacyjnym z zastosowaniem oczyszczania wód ściekowych, w których krew zwierząt ofiarnych była odprowadzana za pomocą kanałów do oddzielnych zbiorników, z których następnie przefermentowaną ciecz pobierano dla polewania ogrodów królewskich.

Thales (żył w latach 640—550 przed Narodzeniem Chrystusa) uważał wodę za „główną podstawę wszystkiego”.

Solon w r. 594 przed Narodzeniem Chrystusa wydał charakterystyczną dla tego ustawodawcy surową ustawę o czerpaniu i zużywaniu wody w okresach posuchy. Starożytne Ateny w okresie swego rozkwitu (w V-ym stuleciu przed Chrystusem) posiadały już ponad 10 wodociągów, jak również kanały ściekowe; a nawet współczesne nam wodociągi Ateńskie są pochodzenia starożytnego. Wodociąg wyspy Samos, opisany przez Herodota, dziś jeszcze uchodzi za poważniejszą instalację inżynierską. W ogóle starożytni Grecy pierwsi w Europie zaczęli budować wodociągi.

Zagadnienie społecznej higieny było podźwignięte na bardzo wysoki poziom przez Rzymian, uczeni Greków. Miasta ich, powstające z obozów wojskowych, miały wodociągi, kąpieliska z ciepłą wodą (termy), kanały ściekowe, szalety publiczne a nawet klozety, spłokiwane wodą; a miasta rzymskie powstawały nie tylko w Italii, lecz we Francji, południowej Anglii i prowincjach nadreńskich. Pierwszy wodociąg w Rzymie był wybudowany w r.

312 przed Narodzeniem Chrystusa, kroniki zaś rzymskie z I-go wieku wspominają już o 9 wodociągach i wody już zużywano ponad 200 l na dobę i mieszkańca. Budowa kanalizacji w Rzymie była zapoczątkowana już w VI-ym stuleciu przed Narodzeniem Chrystusa, a była systemu ogólnospławnego (słynna cloaca maxima).

W polskich kronikach historycznych wyraz aquaeductus, jako nazwę urządzeń wodociągowych, spotykamy już w w. XIII, kroniki zaś z wieku XIV i XV zawierają już szereg dokumentów, świadczących o istnieniu wodociągów i kanałów w dawnej Polsce.

Spotykamy więc wzmianki o wodociągach w Bieczu, Brześciu Kujawskim, Ciężkowicach, Czchowie, Drohobyczu, Kamieńcu, Kazimierzu p/Krakowem, Kijowie, Korczyni, Krakowie, Krośnie, Krzemieńcu, Lublinie, Lwowie, Łomży, Nowym Sączu, Opatowie, Opocznie, Pilźnie, Płocku, Poznaniu, Proszowicach, Przemyślu, Pyzdrach, Rydze, Samborze, Sandomierzu, Sanoku, Szadku, Szydłowie, Tczewie, Warszawie, Warcie, Wieluniu, Wilnie, Wiślicy, Włocławku, Zatorze, Żytomierzu.

O kanałach miejskich — w Kazimierzu p/Krakowem, Krakowie, Lublinie, Lwowie, Płocku, Poznaniu, Warszawie, Wilnie.

Genialny nasz rodak Mikołaj Kopernik w pierwszej połowie XVI w. buduje wodociągi w szeregu miast warmińskich i pomorskich, a mianowicie w Braniewie, Działdowie, Franborku, Gdańsku, Grudziądzu, Kwidzynie, Libsztaście, Lubawie, Melzaku, Olsztynie, Pruskim Hołądzie i Toruniu. To też słusznie Kopernik winien być poczytywany jako pierwszy znakomity wodociągowiec polski.

Zaopatrywanie miast w dobrą obfitą wodę, jak zaznaczaliśmy na wstępie, stanowi podstawę ich rozwoju, a nawet samego ich istnienia. właściwe zaś usuwanie wód zużytych i unieszkodliwianie ich jest istotną podwaliną zdrowotnego ich dobrobytu. Obydwa te zagadnienia organicznie są ze sobą związane, właściwe zaś ich rozwiązanie w obecnej dobie nabiera jeszcze większego znaczenia, szczególnie w Polsce.

W czasie pokoju — oby trwał jak najdłużej — renesans naszych miast po przeszło wiekowym gospodarzeniu w nich zaborców, mających wrecz odmienne od naszych zadania gospodarczo-administracyjne, oraz po wstrząsach, wywołanych wojną wywołaną a następnie najazdem bolszewickim, wymaga doprowadzenia stanu ich urządzeń sanitarно-technicznych do poziomu, odpowiadającemu stanowi Polski wśród cywilizowanych krajów Europy. Zaopatrzenie miast w dobrą wodę i właściwe usuwanie z nich nieczystości stanowi conditio sine qua non tego stanowiska.

Potrzeba tych inwestycji tym bardziej się uwypukli, gdy się rozejrzemy w demograficznych oraz polityczno-społecznych warunkach życia Polski. Otóż Polskę, mającą wysoki naturalny przyrost roczny ludności — stanowi on w okresie 18 lat odrodzonego państwowego jej bytowania przeszło 8.000.000 głów i ostatnio rocznie około 430.000 głów (1,2%) — a nieposiadającą dla umieszczenia tego przyrostu ani kolonii własnych, ani też licencji emigracyjnej od innych krajów, oczekuje w najbliższym czasie wzmrożona urbanizacja. Ludność wiejska, dająca na skutek warunków swego życia, tak fizycz-

nych, jak też i moralnych, największy odsetek przyrostu naturalnego, nie ma większych możliwości bytowania na ziemi, a to wobec braku tej ziemi. Jeżeli się jeszcze mówi o możliwości parcelowania jakichś latyfundiów, tkwi w tym conajmniej wielkie nieporozumienie; zresztą reszki tych latyfundiów są to już lasy, wycięcie których — a parcelacja spowodowałaby to wycięcie — byłoby katastrofą dla naszych zasobów wodnych, które te lasy jeszcze chronią. Będzie więc musiał ten przyrost miejski emigrować — nie do kolonii, których nie posiadamy, nie do krajów obcych, których państwa tego sobie nie życzą, lecz — do naszych miast, gdzie łatwiej o pracę, łatwiej o byt.

Urbanizacja ta tym bardziej będzie wznagała potrzeby miast w rozwiązaniu przede wszystkim zagadnień sanitarno-technicznych.

Na wypadek wojny, — któż jest od niej zagwarantowany, a zresztą — si vis pacem, para bellum, — potrzeba zaopatrzenia miasta w wodę staje się tym bardziej palącą. Próba obrony Berlina przeciwlotniczej oraz przeciwgazowej, przeprowadzona na wielką skalę na jesieni roku ubiegłego, ustaliła niezbita maksymę, że dla możliwości istotnej obrony miasta przed skutkami akcji gazowo-bombowej potrzebna jest woda, i że bez niej żadna skuteczna akcja obronna prowadzona być nie może.

To też — zejdźmy na teren naszych miast.

Polska posiada 603 miasta, z których mieszkańców do 10.000 posiadają — 452, od 10.000 do 50.000 mieszkańców — 129 i ponad 50.000 mieszkańców — 22.

Wodociągi posiada 135 miast, z nich 65 — posiadających do 10.000 mieszkańców, 53 — od 10.000 do 50.000 mieszkańców i 17 — ponad 50.000 mieszkańców.

Ponadto wodociągi posiada 56 osiedli — są to większe wsie, gminy, uzdrowiska, ośrodki przemysłowe.

Budowa nowych wodociągów odbywa się obecnie w 16 miastach.

Gdy ludność Polski sięga 34.200.000 głów, wszystkie 603 miasta polskie, posiadają razem ludności 9.235.000, 135 miast, posiadających już wodociągi, — 4.865.000, 16 zaś miast, budujących wodociągi, — 900.000. A więc w 151 miastach (25,04%) o ludności 5.765.000 (62,43% ogólnej ludności wszystkich miast) istnieją względnie są budowane wodociągi. Z miast, posiadających wodociągi, 46 przeprowadza obecnie rozbudowę ich na większą skalę.

Podział miast według województw z uwzględnieniem istniejących i budowanych wodociągów przedstawia poniższa tablica.

Te 191 wodociągów — miast i osiedli — nie są jednak wszystkie planowe; blisko połowa z nich są to urządzenia w znacznym stopniu pierwotne — bądź grawitacyjne, bądź posiadające tylko źródła uliczne, wobec tego posiadają pod względem higienicznym niewielką wartość.

Źródła, z których wodociągi czerpią wodę, są najrozmaitsze; podział ich jest następujący:

wodą rzeczną zasilane jest	11 wodociągów
„ gruntową „ „	97 „
„ źródłaną „ „	17 „

wodą sztuczną gruntową zasilane są 2 wodociągi

„ jeziorną „ „	1 „
„ rzeczną i gruntową „ „	1 „
„ rzeczną i źródłaną „ „	1 „
„ gruntową i źródłaną „ „	5 „

Województwo	Ogólna liczba miast	M i a s t a		
		posiadające wodociągi	budujące wodociągi	w nich mieszkańców
Białostockie . . .	44	3	—	143.000
		—	1	25.000
Kieleckie . . .	40	11	—	498.000
		—	1	8.000
Krakowskie . . .	47	17	—	448.000
		—	2	26.000
Lubelskie . . .	33	1	—	113.000
		—	2	66.000
Lwowskie . . .	58	7	—	482.000
		—	1	14.000
Łódzkie . . .	46	2	—	62.000
		—	3	687.000
Nowogródzkie . .	10	1	—	16.000
Poleskie . . .	12	1	—	38.000
Pomorskie . . .	35	22	—	288.000
Poznańskie . . .	99	35	—	640.000
		—	1	4.000
Stanisławowskie	28	5	—	47.000
Śląskie . . .	18	14	—	387.000
		—	1	3.000
Tarnopolskie . .	36	5	—	55.000
Warszawa . . .	1	1	—	1.230.000
Warszawskie . .	59	5	—	127.000
		—	4	67.000
Wileńskie . . .	15	1	—	196.000
Wołyńskie . . .	22	4	—	95.000

Z naturalnych źródeł widzimy przed sobą: rzeki i jeziora; źródła; płytsze pokłady wodonośne, dostarczające wód gruntowych; głębsze pokłady wodonośne oraz szczeliny, dostarczające wód wysokowych artezyjskich. Woda w budowie całej skorupy ziemskiej ma rolę dominującą; to też i na odcinku jej, przypadającym na Polskę, mamy wody znacznej obfitość.

Cały obszar Polski, obejmujący 388.600 km² powierzchni, ma dwie ogólne zlewnie: zlewnia morza Bałtyckiego o powierzchni 289.900 km² i zlewnia morza Czarnego o powierzchni 98.700 km²; w pierwszej zlewni znajdują się dorzecza rzek — Wisły, Niemna, Warty i Dźwiny; w drugiej — Prypeci, Dniestru, Prutu i Dunaju; a każda z tych rzek ma szereg większych lub mniejszych dopływów. Ponad to północne, wschodnie i zachodnie połacie kraju mają szereg — około 20 — jezioro większych — od 80 do 1 km² — powierzchniach.

Wobec tego, że znaczna część Polski ma charakter równinnej niziny, przykrytej utworami lodowcowymi z dominującą zawartością piasków, spoczywających na trzeciorzędowych tłustych, nieprzepuszczających wody, ilach, obfitość wód gruntowych stanowi drugą cechę naszego kraju.

Istnienie w rozmaitych dzielnicach Polski wody artezyjskiej, osiąganey i użytkowanej za pomocą otworów wierconych, świadczy o istnieniu niecek, zawierających wody pod ciśnieniem. Niestety, brak właściwych badań hydrogeologicznych, na które winny składać się żmudne prace badawczo-statystyczne z większych okresów czasu, a na które młode Państwo Polskie nie miało możności jeszcze sobie pozwolić, dotychczas nie daje podstaw dla ustalenia chociażby przybliżonego obrazu stratygrafii tych wód. Atoli pewne kontury tego podziału mogą być szkicowane, jak naprz. niecka Prusko-Mazowiecka.

To, co w gospodarce miast nazywamy wodą źródlaną, są to raczej wypływy na powierzchnię, przy odpowiedniej jej budowie, bądź wód gruntowych, bądź wód wysokowych. I tylko — w rzadszych przypadkach — wypływ wód głębszych spotykany jest w szczelinach i pęknięciach tworów krystalicznych i skalistych, — ma to miejsce w dzielnicach górskich i podgórszych.

Otóż ogólną cechą naszych źródeł wodociągowych jest raczej przypadkowość ich wykorzystywania, co zresztą jest zjawiskiem zwykłym nawet w skali światowej: zostały obrane, bo tak decydował projektodawca. Natomiast studia wyczerpujące nad wartością wszystkich rozporządzalnych źródeł spotykamy bardzo rzadko. A w krajach, o wysokiej nawet kulturze technicznej, błąka się jeszcze sposób ustalania źródła wody za pomocą różdżki i za jej wskazówką zakładane są urządzenia wodociągowe!

Usprawiedliwieniem, raczej tłumaczeniem się mogłoby być to, że studia hydrogeologiczne na ogół są akcją kosztowną. W każdym razie jednak byłoby bardzo wskazane, ażebyśmy obrali jakąś określona miarodajną instytucję i gromadzili oraz opracowywali w niej już posiadane materiały, przeprowadzając również dalsze planowe studia i badania. Praca ta, o wielkim znaczeniu tak dla gmin miejskich i wiejskich, jak też i dla Państwa w całości, winna byłaby być podjęta przez rząd i samorządy w porozumieniu i we współpracy.

Badanie źródła miałoby ustalać wartość jego co do wydajności oraz stałości tej wydajności, higieniczną ocenę dostarczanej przez te źródła wody oraz warunki, w jakich ono przebywa, uzupełnia swe zapasy wody i może być użytkowane.

Następnym podstawowym zagadnieniem w dziedzinie zaopatrywania naszych miast w wodę jest ochrona źródeł wody. Nie dość jest rozporządzać dobrym źródłem wody, bowiem źródło, w warunkach przyrodzonych najlepsze, w eksploatacji łatwo może ulegać zanieczyszczeniu, co dla uniknięcia groźnych dla korzystającej z niego ludności następstw może powodować potrzebę bądź stałego stosowania kosztownych środków do oczyszczania wody, bądź nawet w ostateczności zaniechania korzystania z „chorego” źródła. Hołdując zdrowej maksymie Yankesów, oddających przy zwalczaniu chorób pierwszeństwo profilaktyce przed kuracją, mieliby-

śmy tu na myśli właśnie taką profilaktykę dla źródeł wody.

W tej dziedzinie pewne posunięcia mamy już przerobione. Wśród nich na pierwszym miejscu stoi ochrona wód powierzchniowych — rzek, rzeczek i jezior; reguluje to przede wszystkim Ustawa Wodna z r. 1922, następnie Ustawa o rybołówstwie z r. 1932. Zagadnienie ochrony rzek na więcej praktyczne tory weszło od r. 1930 po zorganizowaniu przy Ministerstwie Spraw Wewnętrznych Międzypartamentalnej Komisji Ochrony Rzek przed zanieczyszczeniem, a szczególnie po skasowaniu w r. 1932 Ministerstwa Robót Publicznych i przekazaniu odnośnych agend do Ministerstwa Spraw Wewnętrznych. Zostały powołane do życia międzywojewódzkie komitety ochrony rzek, na razie w liczbie 3 — w Warszawie, Krakowie i Bydgoszczy, które uruchomiły odnośne placówki naukowo-badawcze; w toku są przygotowania do powołania dalszych 3 komitetów — we Lwowie, Wilnie i Brześciu n/Bugiem.

Zagadnieniu ochrony w ogóle źródeł wody służą również rozporządzenia Prezydenta Rzeczypospolitej o zaopatrywaniu ludności w wodę oraz o usuwaniu nieczystości i wód opadowych z r. 1928, zarządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych w sprawie czasowych norm oczyszczania ścieków z r. 1930 oraz rozporządzenie Ministrów Opieki Społecznej i Spraw Wewnętrznych o wodzie do picia i potrzeb gospodarczych z r. 1933.

Atoli są to ustawy, wykonanie zaś ich w życiu praktycznym wykazuje jeszcze duże luki; to też szerokie pole, związanych z ochroną źródeł zagadnień, leży przed nami odłogiem. A o szczególniejszą ochronę dopominają się gromkim głosem wody głębsze, bowiem wodonośne warstwy, które je zawierają, są w barbarzyński sposób zanieczyszczane z powierzchni przez zabudowę mieszkalną, wylewanie i pozostawianie na niej nieczystości, urządzenie na niej dołów i otworów chłonnych dla ścieków.

Wody powierzchniowe — rzeki, jeziora — mają w pewnej mierze opiekunów w osobach zarządów dróg wodnych i komitetów wojewódzkich ochrony rzek, na których pieczy leży troska o ochronę zdrowotną tych wód oraz o ich dysponowanie. O wiele gorzej jest z wodami głębszymi, do których co raz to więcej uciekamy się przy zaopatrywaniu miast w wodę, a których zdrowotną ochroną niemal nikt się nie opiekuje, dysponentem zaś jest każdy właściciel terenu; to też wierci te tereny i zanieczyszcza warstwy wodonośne każdy dowolnie, korzystanie zaś z tych źródeł przybiera niejednokrotnie charakter rabunkowy, bowiem blisko siebie postawione studnie bądź otwory przy czerpaniu z nich wody odciągają ją jedna drugiej.

Skoro najcenniejsze dobra kopalne — sole, solanki i kruszcze wartościowe zostały przez Polskie Prawo Górnicze z r. 1930 wyjęte z pod własności właścicieli powierzchni terenów, o ileż więcej wymagają tego wody głębsze, których wartość dla gmin, społeczności, narodu i kraju jest ponad wszelką cenę i które winny stanowić dobro narodowe, dysponowanie którym winno należeć do państwa, a z jego sesji do gmin, bezpośrednio w tym zainteresowanych.

Istniejące 135 wodociągów produkują rocznie 102.000.000 m³ wody, z których po potrąceniu rozmaitych strat i zużycia na potrzeby pożarowe miast

i własne zakładów wodociągowych ludność bezpośrednio zużywa 89.500.000 m³; wobec tego dobowe zużycie wody na mieszkańca wynosi przeciętnie 51 l.

Ilość nieruchomości zabudowanych w tych miastach wynosi około 200.000, z czego połączonych z wodociągami jest około 96.000, czyli 48%.

Ogólna długość przewodów wodociągowych we wszystkich miastach stanowi 3.250 km, to też na 1 km przewodu przypada 1.500 mieszkańców i 30 nieruchomości przyłączonych.

Do oczyszczania wody ucieka się 91 miast, 44 zaś używają wody nieczyszczonej. Tłoczenie wody stosuje 108 miast, grawitacyjnie otrzymuje 27.

Ogólna wartość inwentarzowa (budowlana) wszystkich wodociągów wynosi 330.000.000 zł, co daje koszt budowlany na 1 mieszkańca przeciętnie 68 zł.

Sprzedajna cena wody waha się od 25 do 120 gr za 1 m³.

Opłaty za dostarczaną ludności wodę są ustalane coraz wyłącziej na podstawie wskazań wodomierzy, co stanowi najdokładniejszą i najwłaściwszą postać tego rozrachunku.

W ogóle korzystanie z urządzeń wodociągowych, jak również stosunek pomiędzy zarządami wodociągów i konsumentami wody normowane są przepisami miejscowymi, coraz szerzej wzorowanymi na ramowych przepisach Ministerstwa Spraw Wewnętrznych z r. 1934.

Planową kanalizację posiadają 54 miasta, zamieszkałe przez 4.715.000 mieszkańców; z nich miast o ludności do 10.000 — 8, o ludności od 10.000 do 50.000 — 25, o ludności ponad 50.000 — 21.

Ponadto kanalizacja jest budowana w 25 miastach z 635.000 mieszkańców. Tak więc obecnie 79 miast (13,1%) o ludności 5.350.000 (57,94% ogólnej ludności wszystkich miast) posiada bądź buduje planową kanalizację. Z miast, posiadających kanalizację, 36 wykonuje obecnie rozbudowę jej na większą skalę.

Podział miast według województw z uwzględnieniem istniejących i budowanych kanalizacji przedstawia poniższa tablica.

15 miast (27,8% miast skanalizowanych) posiada kanalizację systemu ogólnospławnego, 14 miast (25,9%) — rozdzielczego i 25 (46,3%) — mieszanego.

Ścieki, usuwane za pomocą kanalizacji, w 36 miastach poddawane są unieszkodliwianiu na mniej lub więcej doskonałych urządzeniach oczyszczających. Do oczyszczania ścieków znalazły zastosowanie: pola irygacyjne — w 5 miastach, złoża biologiczne — w 16 miastach, sita, osadniki i inne — w 15 miastach.

Ogólna inwentarzowa (budowlana) wartość istniejących kanalizacji wynosi około 180.000.000 zł, co stanowi na 1 mieszkańca skanalizowanych dzielnic przeciętnie 90 zł.

Opłaty za korzystanie z kanałów pobierane są na najrozmaitszych podstawach: w stosunku do komornego, do podatku lokalowego, do podatku od nieruchomości, do kosztów budowy kanału, do powierzchni mieszkalnej, do ilości izb w lokalu, do ilości mieszkańców w lokalu, do ilości zużywanej wody. Ostatnio górę bierze pobieranie opłat w sto-

Województwo	Ogólna liczba miast	M i a s t a		
		posiadające kanalizację	budujące kanalizację	w nich mieszkańców
Białostockie . . .	44	—	3	168.000
Kieleckie . . .	40	6	—	455.000
Krakowskie . . .	47	6	—	346.000
		—	5	59.000
Lubelskie . . .	33	1	—	120.000
		—	1	25.000
Lwowskie . . .	58	3	—	363.000
		—	3	122.000
Łódzkie . . .	46	3	—	719.000
Nowogrodzkie . .	10	—	—	—
Poleskie . . .	12	—	1	49.000
Pomorskie . . .	35	10	—	259.000
		—	4	28.000
Poznańskie . . .	99	12	—	527.000
Stanisławowskie	28	1	—	62.000
		—	1	34.000
Śląskie . . .	18	7	—	324.000
		—	1	16.000
Tarnopolskie . .	36	1	—	20.000
		—	3	55.000
Warszawa . . .	1	1	—	1.230.000
Warszawskie . .	59	2	—	90.000
		—	2	43.000
Wileńskie . . .	15	1	—	200.000
Wołyńskie . . .	22	—	1	36.000

sunku odsetkowym do zużytej w nieruchomości wody, co ma za sobą najstuszniesze podstawy gospodarczo-techniczne i właściwą a dobrą kontrolę za pomocą wodomierzy.

Ogólna długość kanałów we wszystkich 54 miastach wynosi około 2.000 km, to też na 1 km kanału przypada 2.350 mieszkańców i 20 nieruchomości przyłączonych. Tak co do tych, jak też i co do liczb, odnoszących się do połączenia nieruchomości z siecią wodociągową, rzuca się w oczy niedostateczna ich wielkość, nieodpowiadająca możliwościom zasięgu sieci wodociągowej i kanalizacyjnej; odbija się to ujemnie na stanie zdrowotnym tych miast, jak również uchybia technicznym oraz ekonomicznym założeniom gmin, podejmujących te tak ważne dla zdrowia publicznego a jednocześnie tak kosztowne inwestycje.

Przeszkodą do rozwiązania tego zagadnienia był brak podstaw prawnych do przymusowego łączenia nieruchomości z siecią wodociągową i kanalizacyjną. Brak ten został usunięty z wydaniem Prawa Budowlanego i o Zabudowie Osiedli z r. 1928, umożliwiającego przymusowe przyłączanie nieruchomości do wodociągu i kanałów w drodze wydawania odnośnych miejscowych przepisów. Wzór ta-

kich przepisów ramowych został ustalony przez Ministerstwo Spraw Wewnętrznych w r. 1934 i obecnie miasta stopniowo uzyskują (po zatwierdzeniu) te przepisy dla swoich potrzeb.

Przepisy te ustalają również zasady korzystania z urządzeń kanalizacyjnych oraz stosunek pomiędzy zarządem kanalizacji i użytkownikami kanałów.

Wodociągi miast naszych stanowią własność przeważnie gmin miejskich, — nieznaczny wyjątek stanowią wodociągi państwowe; kanalizacje są własnością wyłącznie gminną. Zresztą „pieczę nad należytem zaopatrzeniem ludności w wodę do picia i dla potrzeb gospodarczych” oraz „nad należytem usuwaniem nieczystości i wód opadowych” ustawy nasze — rozporządzenia Prezydenta Rzeczypospolitej o zaopatrywaniu ludności w wodę oraz o usuwaniu nieczystości i wód opadowych z r. 1928 — wkładają wyraźnie do obowiązków gmin.

Administrowanie wodociągami i kanalizacją w miastach Polski nie jest jeszcze całkowicie unormowane. Dzielnice zachodnie, nie wyzbywające się jeszcze w gospodarce miejskiej pewnych tradycji niemieckich, prowadzą wodociągi w oddzielnym wydziałowym zarządzie, z rzadka łącząc je administracyjnie, zresztą bez większych podstaw, z gazowniami, kanalizacje zaś wcielają w wydziały techniczne — jako budowle podziemne. Jednakże podział ten — nawet w ojczyźnie jego pochodzenia (Berlin utworzył u siebie przedsiębiorstwo wodociągów i kanalizacji w r. 1924) — zostaje coraz to więcej kasowany i zastępowany przez zupełnie celowe łączenie gospodarki wodociągowej i kanalizacyjnej w jedną organiczną całość, bowiem istotnie gospodarka ta technicznie, administracyjnie i celowo bardzo się wiąże oraz wydzielanie jej w przedsiębiorstwo miejskie wodociągów i kanalizacji; widzimy to powszechnie w miastach b. Kongresówki, widzimy już w Małopolsce — na czele z Krakowem.

Podstawą rzeczy tak w dziedzinie zaopatrywania ludności w wodę i usuwanie nieczystości, jak zresztą we wszystkim, jest właściwie fundamentowana wiedza, obejmująca własności wody, jej rolę i obieg w przyrodzie, prawa przyrody nią rządzące, sposoby jej ujmowania, doprowadzania do stanu higienicznej i przemysłowej używalności, sposoby rozprowadzania i dostarczania, sposoby zbierania i odprowadzania w stanie zużytym, sposoby unieszkod-

liwania wody ściekowej. Na wiedzę tę składa się szereg nauk ścisłych i stosowanych, a więc fizyka, chemia, geologia, biologia (botanika i zoologia drobnoustrojów), budownictwo, mechanika, hydraulika, hydrografia, ustawodawstwo, prawo administracyjne i inne.

Zakres wiedzy i znaczenie stosowania jej w naszym życiu społecznym zupełnie wyraźnie stawia potrzebę tworzenia typu sanitarnego inżyniera, sanitarnego technika w ogóle. Rozstrzygnięcie tego zagadnienia leży tak w zawodowych uczelniach naszych, jak też i w najrozleglejszej uczelni — w szerokim życiu praktycznym, gdzie w istniejących zakładach wodociągowych i kanalizacyjnych winny być planowo i celowo zorganizowane możliwości dla praktykowania uczącej się młodzieży oraz jej terminatorstwa.

Wodociągi i kanalizacje miast polskich, aczkolwiek liczbowo jeszcze nieliczne, niedostateczne, stanowią narodowy majątek o przeszło półmiliardowej wartości. Atoli wielkie jeszcze potrzeby piętrzą się w tej dziedzinie przed miastami, co najmniej tyleż, a nawet półtora raza tyle wydatków oczekuje w niej nasze miasto, — młoda gospodarka kraju, wyzwolonego przed niespełna 20 laty i znów powołanego do samodzielnego życia państwowego, nie była w stanie w tak krótkim okresie podołać tym potrzebom.

Praktyka minionych lat gospodarki własnej wykazuje jednak, że kraj i miasta polskie sprostają tym potrzebom, że wszystko co się robi w dziedzinie wodociągów i kanalizacji — a robi się nie najgorzej — robi się już wyłącznie z materiałów krajowych, przez robotnika polskiego i pod kierownictwem inżyniera i technika polskiego. Boć przecie przemysł nasz daje w zakresie całkowitego zapotrzebowania (a może dać o wiele więcej) rury wodociągowe żeliwne i stalowe, kanalizacyjne, cegłę i rury kamionkowe, cement, żelazo, pompy wodociągowe i kanalizacyjne, silniki, wodomierze i cały osprzęt, a takie, że by się ich i przemysł potężnej przemysłowo Zachodniej Europy, nie mówiąc już o Północnej Ameryce, nie powstydził.

A dzieje się to wszystko w myśl słów jednego z największych współczesnych nam mężów stanu naszego Państwa, że „hart narodu czerpie swe siły w tych trudnościach, którymi przepełnione jest życie młodego państwa”.

Inż. Stanisław Wisłocki

Regulacja rz. Wilii w obrębie m. Wilna na małą i wielką wodę

Wstęp.

Wiosną r. 1931 katastrofalna powódź nawiedziła m. Wilno. W mieście zalane zostały ulice: Zygmuntońska, Mostowa, Arsenalska, Kościuszki, plac Katedralny, ogród Spacerowy Cielętnik oraz inne mniejsze ulice i place (rys. 1). Woda wtargnęła również do podziemi katedry, uszkadzając jej fundamenty. Komunikacja w dzielnicach dotkniętych powodzią odbywała się na łodziach. Po opadnięciu wód okazało się, że cała zabrukowana skar-

pa lewego brzegu przy ul. Zygmuntońskiej zesunęła się do rzeki i że palowa ściana przy podstawie skarpy została rozmyta na przestrzeni około 150 m. W tym miejscu powstały w rzece duże głębokości, sięgające 5 m przy niskiej wodzie. Istniejące naprzeciwko elektrowni, przy prawym brzegu, wielkie odsypisko bardziej się powiększyło, co wielce utrudniało zasilanie elektrowni wodą z rzeki. Przy ujściu Wilenki istniejące i dawniej małe odsypisko znacznie się zwiększyło, powodując rozmycie przeciwnie, prawego brzegu rz. Wilii. Przy szpitalu

św. Jakóba zesunął się do rzeki na znacznej przestrzeni wysoki brzeg, przy czym fundamenty budynków szpitalnych zostały niebezpiecznie podmyte. Poniżej szpitala został rozmyty wysoki brzeg przy fabryce garbarskiej, przy czym runęły do rzeki nadbrzeżne budynki fabryczne. Wreszcie zostały silnie uszkodzone nasypy przy przyczółkach mostów Zwierzynieckiego i Zielonego.



Rys. 1.

W związku z tym stanem rzeczy z inicjatywy magistratu m. Wilna powołana została Komisja celem ustalenia środków zapobiegawczych, mających w przyszłości uchronić miasto od następstw podobnej powodzi.

Komisja ta, w skład której weszli przedstawiciele b. Dyrekcji Dróg Wodnych w Wilnie oraz miasta, po dokonaniu oględzin następstw powodzi, uznała za niezbędne wykonać regulację rz. Wilii w obrębie m. Wilna, wzmocnić najbardziej zrujnowane przez powódź brzegi rzeki, oraz utworzyć, w miejscach najbardziej potrzebnych dla lądowej miejskiej komunikacji, bulwary (wały ziemne ochronne) wzdłuż rozmytych brzegów z odpowiednim umocnieniem skarp wałów. Przed wykonaniem powyższych robót, postanowiono przeprowadzić potrzebne studia i pomiary, oraz opracować projekt regulacji.

REGULACJA NA MAŁĄ WODĘ.

1. Wyniki studiów, pomiarów, obserwacji; podstawy projektu, założenia, obliczenia hydrologiczne.

Ze względu na wymagania żeglugi przyjąłem, jak i w wielu innych wykonywanych projektach, za podstawę regulacji stan średni z najniższych z okresu żeglugi. Stan ten obliczony na podstawie obserwacji w latach 1923 — 1931 wynosi + 230 cm na wodowskazie w Wilnie (przy moście Zielonym) i został nazwany normalnym niskim (Tabl. I).

Objętość przepływu rz. Wilii przy stanie normalnym niskim + 230 cm przyjęto w projekcie, na podstawie pomiarów na rz. Wilii przy moście Zie-

Stan \ Rok	Rok										Średni za cały okres
	1923	1924	1925	1926	1927	1928	1929	1930	1931		
Najniższy	234	219	225	228	230	237	224	223	240		230
Średni	292	298	286	306	301	309	275	279	318		296
Najwyższy	402	586	504	642	422	598	509	487	824		552

lonym i na rz. Wilence, dokonanych w r. 1930, $Q = 58,75 \text{ m}^3/\text{sek}$ poniżej ujścia Wilenki i $56,0 \text{ m}^3/\text{sek}$ powyżej.

Niwelację zwierciadła wody na odcinku rz. Wilii od mostu Zwierzynieckiego do więzienia wojkowego wykonano w miesiącu październiku i listopadzie 1931 r. przy średnim stanie wody + 290 cm, niwelację zaś odcinka od więzienia do Pośpieszki wykonano latem 1933 r.

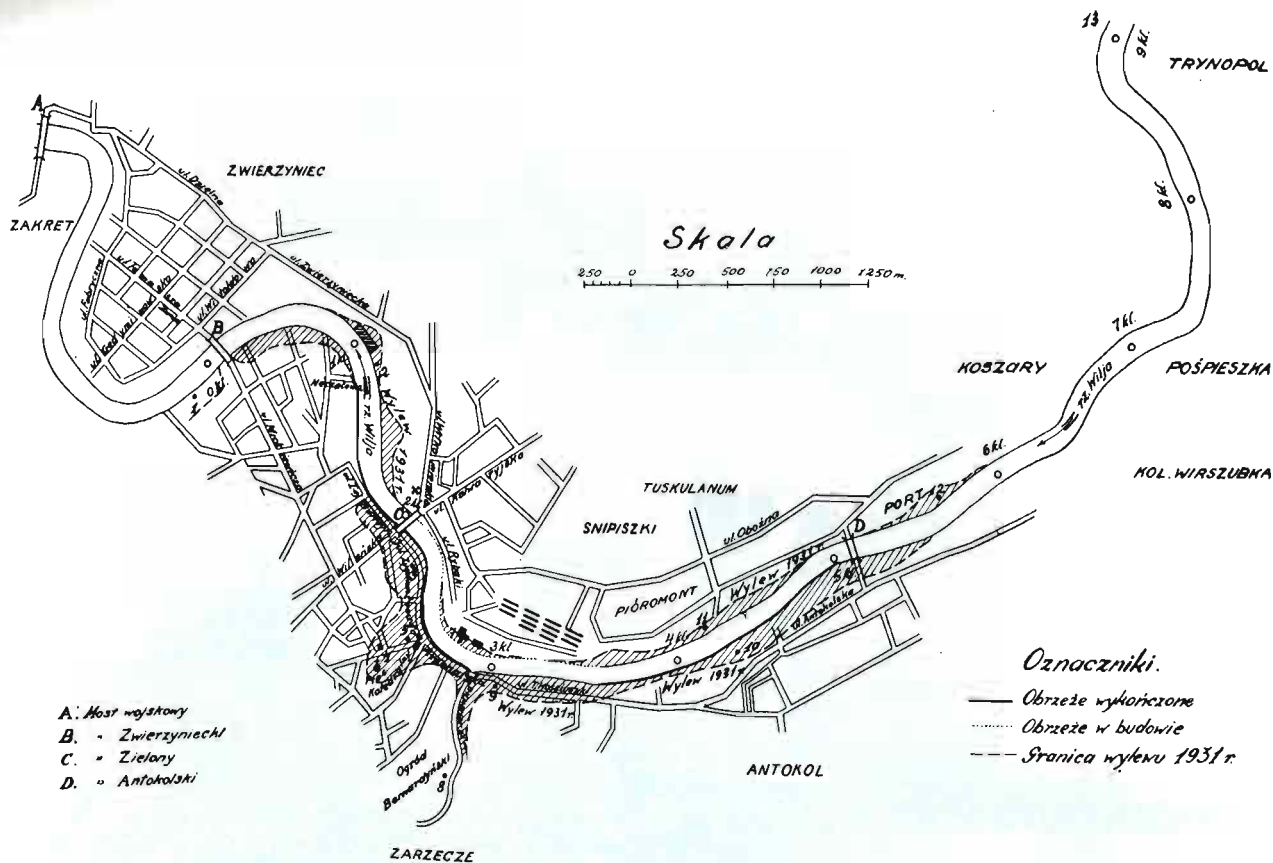
Przy rozpatrywaniu planu oraz przekrojów poprzecznych rzeki daje się zauważyć znaczna różnica pomiędzy odcinkami — jednym między mostami Zwierzynieckim a Zielonym, drugim między mostem Zielonym a ujściem rz. Wilenki i trzecim między ujściem Wilenki a miejscowością Pośpieszka. Pierwszy odcinek posiada łożysko rzeki wyposażone przez samą naturę w cechy, które dają możliwość drogą zwykłych robót regulacyjnych ująć rzekę w karby. Drugi odcinek był przed wykonaniem robót regulacyjnych bardzo zniekształcony odsypiskami, istniejącymi naprzeciwko elektrowni i przy ujściu rz. Wilenki, posiadał oprócz tego w pewnych miejscach nadmierne głębokości i nadmierne zwężenia łożyska rzeki. Wreszcie trzeci odcinek zapowiadał skłonność do tworzenia mielizn¹⁾.

Zależnie od właściwości tych odcinków, charakteryzują je różne spadki. Na odcinku I-ym spadek wynosił przy stanie + 290 cm — $0,431\text{‰}$, na odcinku II-im — $0,388\text{‰}$ ²⁾, na III-im $0,346\text{‰}$.

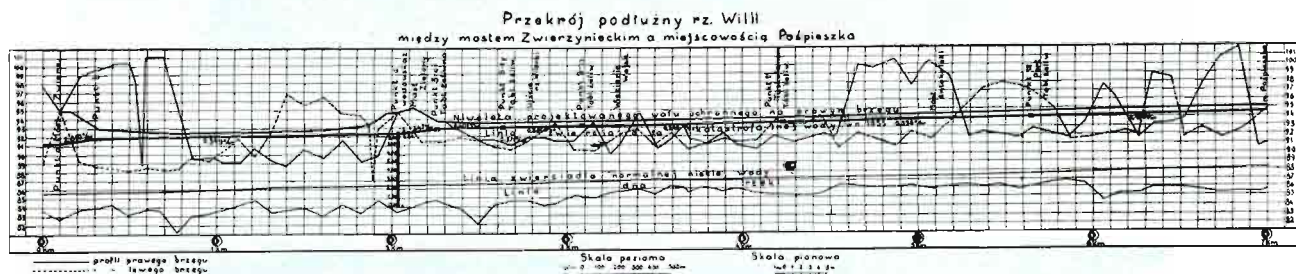
Obliczamy następnie normalną szerokość trasy na poszczególnych odcinkach. Celem wyboru szerokości trasy zestawiono dane, dotyczące naturalnych szerokości rzeki przy niskiej wodzie (+ 230 cm), w różnych przekrojach oraz największych głębokości w każdym, z rozpatrywanych przekrojów w obrębie nurtu. Na podstawie tych danych obliczamy sumy szerokości (ΣB) oraz sumy maks. głębokości ($\Sigma t \text{ maks.}$). Z sum wyłączamy szerokości nadmierne wielkie w stosunku do innych, z sum zaś głębokości — odpowiednie wartości (Tab. II, III i IV).

¹⁾ Projekt regulacji tego odcinka opracował inż. Jacewicz; autor niniejszego wykonał tylko opis techniczny projektu, wraz z uzasadnieniem celu regulacji na tym odcinku rz. Wilii.

²⁾ Podany spadek $0,388\text{‰}$, obliczony został dla odcinka pomiędzy mostem Zielonym a więzieniem, gdyż istniejące, przed wykonaniem robót regulacyjnych, odsypisko przy ujściu Wilenki powodowało pewne spiętrzenie, którego, po usunięciu odsypiska, można nie uwzględniać przy obliczaniu spadku wyrównanego rzeki.



Rys. 2.



Rys. 3.

TABLICA II

N _e	B	t _{max}	N _e	B	t _{max}	N _e	B	t _{max}	
prze- kroju	m	m	m	m	m	m	m	m	
4	86,5	2,82	19	62,5	2,10	34	60	2,30	
5	87,5	1,60	20	72,5	2,90	35	58	2,65	
6	85	1,62	21	65	3,50	36	67,5	3,35	
7	86	1,60	22	66	2,65	37	73	2,10	
8	78	1,62	23	67,5	2,70	38	74	2,00	
9	79	1,58	24	67,5	2,30	39	81	2,70	
10	67	1,40	25	65	2,50	40	88	1,90	
11	68	2,22	26	69	1,80	41	73	2,14	
12	66	2,55	27	75	1,70	42	80	1,55	
13	70	2,50	28	83	1,22	43	79	2,15	
14	69	2,00	29	77,5	0,90	44	73	2,90	
15	68	2,12	30	54	2,50	Ilość prze- kr		Σ B m	Σ t _{max} m
16	74	2,00	31	51	2,70				
17	67	2,50	32	58	2,50	41	2916	92,64	
18	67	4,60	33	58	2,20				

Tą drogą otrzymujemy:
dla odcinka I-go $\Sigma B = 2916$ m, $\Sigma t_{\max} = 92,64$ m
stąd średnia szerokość $B'_s = \frac{\Sigma B}{n} = \frac{2916}{41} \approx 71$ m
(gdzie n = ilości przekrojów), średnia największa
zaś głębokość $t'_s = \frac{\Sigma t_{\max}}{n} = \frac{92,64}{41} = 2,26$ m.

Przy rozpatrywaniu odcinka II-go, uwytadniała się znaczna różnica pomiędzy częścią odcinka naprzeciwko elektrowni, gdzie było odsypisko, a pozostałą częścią tego odcinka. W zależności od tej różnicy oraz celów, jakie drogą robót regulacyjnych miały być osiągnięte (o czym będzie niżej), należało rozróżnić szerokości trasy oraz średnie głębokości, obydwóch części.

Średnia szerokość (B_s) rzeki na odcinku koło elektrowni wynosiła $B_s = \frac{\Sigma B}{n} = \frac{248,5}{5} \approx 50$ m.

TABLICA III

№ prze- kroju	B m	t _{max} m	№	B m	t _{max} m	№	B m	t _{max} m
45	72,5	2,50	53	67	2,50	65	72	1,40
46	72	2,50	55	50	2,56	67	73	2,10
47	84	2,15	57	51	4,60	68	68	2,00
48	90	1,90	59	45	4,40	69	71	2,40
49	79	1,78	61	50	3,80	71	41	2,45
51	69	2,10	63	52,5	2,35			

$$\text{średnia największa głębokość zaś } t_s = \frac{\sum t_{\max}}{n} = \frac{17,71}{5} = 3,54 \text{ m.}$$

Na pozostałej przestrzeni odcinka II-go, nie wykluczając części przy ujściu rz. Wilenki, gdzie było odsypisko, otrzymamy:

$$B''_s = \frac{858,5}{12} = 71,5 \text{ m, } t''_s = \frac{25,78}{12} = 2,15 \text{ m}$$

TABLICA IV

№ prze- kroju	B m	t _{max} m	№	B m	t _{max} m	№	B m	t _{max} m
73	77	2,50	9	85	1,60	25	88	1,45
74	85	1,45	10	87	1,90	26	88	1,80
75	82	1,60	11	81	1,90	27	103	1,40
76	75	1,65	12	85	2,90	28	106	1,40
77	72	1,80	13	82	1,50	29	102	1,70
78	76	1,80	14	107	1,20	30	83	1,75
79	77	1,35	15	104	1,10	31	95	1,75
80	94	1,30	16	92	1,50	32	106	1,30
0	90	1,45	17	90	1,70	33	135	1,65
1	103	1,35	18	90	1,80	34	124	1,60
2	95	1,50	19	87	1,70	35	96	2,00
3	95	1,30	20	91	1,40	36	88	2,20
5	89	1,40	21	100	1,40	37	98	1,80
6	94	1,50	20	88	1,60	38	76	2,10
7	95	1,70	23	86	1,65			
8	86	2,20	24	87	1,75			

Dla odcinka III-go (po wyłączeniu przekro-
ów 33 i 34, jako nadmiernie szerokich), średnia
szerokość $B'''_s = \frac{\sum B}{n} = \frac{3956}{44} = 90$ m, średnia naj-
większa głębokość $t'''_s = \frac{\sum t_{\max}}{n} = \frac{73,10}{44} = 1,66$ m

Przyjmując przeciętny kształt przekrojów po-
przeczných rzeki, jako zbliżony do paraboli 2-go
stopnia, otrzymujemy średnią głębokość: na od-
cinku I-ym

$$t_m = \frac{2}{3} \times 2,26 \approx 1,5 \text{ m, na odcinku II-im (oprócz}$$

$$\text{części naprzeciwko elektrowni, gdzie kształt prze-}$$

$$\text{krojów był prawie trójkątny, stąd } t_m = \frac{3,54}{2} =$$

$$= 1,77 \text{ m) — } t_m = \frac{2}{3} \times 2,15 = 1,43 \text{ m i na odcinku}$$

$$\text{III-im — } t_m = \frac{2}{3} \times 1,66 = 1,1 \text{ m.}$$

Przed tym, niż można było wysnuć odpowied-
nie wnioski z powyższych rezultatów, należało
zwrócić uwagę na wymagania żeglugi.

Statki pływające na Wilii posiadają w stanie
naładowanym zanurzenie nie większe od 0,60—0,70
m. Z czasem, gdy się żegluga rozwinię, można ocze-
kiwać zwiększenia zagłębienia statków max. do
 $T = 1,00$ m — 1,50 m, gdyż i na większych od Wilii
rzekach taki zagłęb należy uważać jako zadawal-
niający dla celów komercyjnych.

Największa głębokość w nurcie rzeki jest wła-
ściwie decydującą w sprawie żeglowności rzeki,
a ta głębokość dla I i II odcinka, jak widać z po-
wyższych obliczeń, jest więcej niż wystarczająca
dla potrzeb żeglugi i nie tylko obecnej, ale nawet
i dla przyszłej, w razie jej rozwoju (t. zn. zwięk-
szenia zanurzenia, wskutek wzrostu tonażu stat-
ków).

Na odcinku rzeki między mostami jest tylko
parę miejsc, które będą wymagały pogłębienia dro-
gą robót regulacyjnych lub za pomocą bagrowania.

Po zestawieniu powyższych danych, przyjęto
dla całej przestrzeni rz. Wilii od mostu Zwierzynie-
ckiego do ujścia rz. Wilenki, (I i II odcinek), prócz
części rzeki naprzeciwko elektrowni, jednostajną
normalną szerokość rzeki, nieco mniejszą od cyfr
wypadających z obliczeń, a mianowicie: $B = 70$ m
oraz jednostajną średnią głębokość rzeki na wska-
zanej przestrzeni $t = 1,5$ m.

Przy tej średniej głębokości statki nawet o za-
głębieniu do 1,5 m będą miały w nurcie rzeki zapas
głębokości przeciętnie około:

$$\frac{t'_s + t''_s}{2} - T = \frac{2,26 + 2,15}{2} - 1,50 = 0,70 \text{ m.,}$$

co jest aż nadto wystarczającym, aby przyszła że-
gluga po uregulowaniu rzeki nie miała przeszkód.
W przytoczonym równaniu t'_s i t''_s są to średnie
największe głębokości na powyższej przestrzeni
rzeki, zaś T jest to największe w przyszłości zagłęb-
ienie statków naładowanych.

Rozważmy teraz kwestię normalnej szerokości
rzeki na odcinku naprzeciwko elektrowni, gdzie by-
ło duże odsypisko, na prawym brzegu.

W odsypisku tym miała być wybagrowana ki-
neta, która łącznie z pozostałą częścią koryta rzeki
pomieściła by cały przepływ Wilii. Dla ustalenia
normalnej szerokości koryta, przeprowadzono obli-
czenia (wzory Chèzy i Matakiewicza), które w wy-
niku dały średnią prędkość $v_s = 0,98$ m/sek i śred-
nią normalną szerokość $B_s = 40$ m.

Porównując te rezultaty z rzeczywistymi da-
nymi i widząc dużą rozbieżność przyszedłem do
wniosku o nierealności teoretycznych obliczeń w za-
stosowaniu do naszego celu. Jedynie co mogło dać
należyte rozwiązanie zadania, to ostrożne stopnio-
we wykonanie odnośnych robót regulacyjnych, co
miało miejsce dotychczas i będzie kontynuowane
zapewne nadal, aż do osiągnięcia skutku.

Otrzymana powyżej średnia szerokość rzeki
dla odcinka III-go (ujście rz. Wilenki — m. Pośpie-
szka), $B_s = 90$ m była stanowczo za wielka, aby ją
można było przyjąć za szerokość normalną przy
regulacji rzeki; chociaż ten odcinek rzeki posiada
głębokości, które przy niskim stanie wód mogą za-
spokoić potrzeby żeglugi, to przy bliższym zapo-

znaniu się z rzeką, obserwator, który pływał statkami między Wilnem a miejscowością Werki podczas letniej posuchy, dojdzie do wniosku, że pozostawienie rzeki w tym stanie, jak to było dotychczas, nie jest możliwe, gdyż statki pasażerskie o zagłębieniu 0,60 — 0,70 m zatrzymywały się na mieliznach w Tuskulanach i w paru innych miejscach.

Musiałem uciec się do teoretycznych prób znalezienia odpowiedniej szerokości. Jedno, co się nastroczało w toku rozmyślań nad tą kwestią, to chęć i nawet potrzeba skoordynowania tego zadania z wiadomym mi zamiarem Urzędu Wojewódzkiego Wileńskiego rozciągnięcia prac regulacyjnych na dalszą przestrzeń w górę Wilii aż do m. Niemenczyna i nawet dalej, do ujścia rz. Żejmiany, gdyż według Ustawy Wodnej (art. 261 p. 27), Wilia jest uznana za rzekę żeglowną właśnie na odcinku od ujścia Żejmiany w dół aż do granicy litewskiej. Potrzeba wskazanej koordynacji zmusiła mnie do poznania bliżej własności rzeki wyżej osiedla Pośpieszki. Na odcinku Pośpieszka — Żejmiana istnieje szereg mielizn, które podczas letniej posuchy stanowią dużą przeszkodę dla żeglugi. Miejsca, gdzie istnieją te mielizny, są następujące: a) wyżej osiedla Pośpieszki, b) wyżej folwarku Werki na 77 — 78 km rzeki, licząc od granicy polsko-litewskiej, c) naprzeciwko zaścianka Turnis i folw. Pilikowo na 78 — 79 km, d) przy wsi Giewałdziszki na 80 — 81 km, e) przy wsi Stawiszki w końcu 81 km, f) naprzeciwko wsi Oszkińce na 83 km, g) naprzeciwko majątku Biry (Wiry) na 88 km, gdzie pośrodku mielizny zalega zbita warstwa piasku i żwiru z domieszką kamieni, h) niżej wsi Wilkiszki na 89 km mielizna takiego charakteru, jak w Birach, nadzwyczaj płytka, o głębokości wody podczas posuchy nie większej od 0,20 — 0,25 m, służy przy tym jako bród, przez który podczas wojny światowej przeprowadzała się artyleria, i) mielizna na 91 km, k) wyżej m. Niemenczyna na 101 km, l) naprzeciwko kolonii Baran-Rafa na 113 km, i wreszcie m) nieco wyżej ujścia Żejmiany na 116 km.

Głębokości rzeki na przytoczonych mieliznach podczas letniego stanu wody bardzo się zmniejszają, wahając się między 0,50 m a 0,20 m, co tamuje i nawet nieraz uniemożliwia żeglugę i spław traw. Wskazane mielizny opanowują całą szerokość rzeki i ciągną w postaci piaszczystych ławic o długości od km 1 do 0,5 km, co w sumie daje kilka klm rzeki prawie niezdatnej dla żeglugi regularnej.

Materiał tych ławic piaszczysto-żwirowy, w razie zwężenia rzeki za pomocą budowli regulacyjnych, będzie poruszany i przenoszony siłą prądu w dół rzeki i zapełni sobą częściowo głębsze miejsca w rzece, częściowo ruszy dalej, tworząc miejscami progi w postaci nowych mielizn. Co prawda Zarząd Wodny uprzedzi w znacznej mierze to niepożądane zjawisko podczas regulacji omawianego górnego odcinka rzeki i zapewne część najbardziej zbitej masy piasku i żwiru drogą bagrowania usunie na stronę, nie dając możliwości dostać się tej masie na dolną część rzeki, ale pomimo to pewna i dość znaczna część tego ruchomego materiału siłą prądu będzie unoszona z górnego odcinka do dolnego.

Aby zapobiec tym niepożądanym dla dolnego odcinka rzeki następstwom regulacji górnej Wilii, należało na odcinku ujście Wilenki — Pośpieszka

nadać za pomocą regulacji taką średnią prędkość biegu rzeki, aby grunt piaszczysto-żwirowy, który tu przywędruje, nie zatrzymywał się na niegłębokich miejscach, a był znoszony prądem do miejsc bardziej głębokich, gdzie mógł by pozostać bez szkody dla regulowanego obecnie odcinka rzeki. Należy zaznaczyć, że taki ruch znacznej części rumowiska nie trwał by ciągle, ale od chwili nastąpienia pewnej równowagi między siłą prądu a spójnią materiałów, stanowiących dno rzeki. Wypowiedziany pogląd nie stanowi, rzecz naturalna, czegoś bezwzględnie i posiada charakter przypuszczalny, ale ma podłoże wzięte z obserwacji na innych rzekach, z regulacją których miał do czynienia autor niniejszego.

Wychodząc z powyższych, dość prawdopodobnych założeń, zatrzymałem swą uwagę na badaniach hydraulików, dążących do określenia zależności między prędkością prądu wody, a wielkością ziaren rumowiska, poruszanego prądem. Według badań Redtenbachera oraz badań na rz. Loarze, przytoczonych w podręczniku prof. Matakiewicza „Regulacja Rzek”, następnie, według badań Wejsbacha, Klodela, Rejnahardta i innych, średnia prędkość na dnie rzeki średniej wielkości, (do rzędu których może być zaliczona też rz. Wilia), przy której to prędkości powstaje energia, zdolna do poruszania nie tylko piasku, lecz i żwiru średniej wielkości (o średnicy 1—3 cm), wynosi 0,50—0,61—0,65 m/s, co odpowiada średniej prędkości w przekroju rzeki 0,70—0,72 m/s.

Dla obliczenia normalnej szerokości przekroju rzeki na omawianym odcinku przy normalnej niskiej wodzie (+ 230 cm), mamy następujące dane:

Objętość przepływu powyżej ujścia Wilenki $Q = 56 \text{ m}^3/\text{s}$, pożądana średnia prędkość w rzece przynajmniej $V_m = 0,72 \text{ m/s}$, wtedy powierzchnia przekroju poprzecznego $F = \frac{Q}{V_m} = \frac{56}{0,72} \approx 78 \text{ m}^2$, wyrównany spadek jednostkowy $i_m = 0,346\text{‰}$.

Na podstawie tych danych, posilkując się wzorem Chézy, dochodzimy do wyników: $t_m = 1,18 \text{ m}$, normalna zaś szerokość rzeki $B_s = 66,1 \text{ m}$.

Z obserwacji Wilii latem, przy niskiej wodzie, jest wiadomym, że przy prędkościach, odpowiadających średniej szerokości rzeki — 90 m ($V_m \approx 0,56 \text{ m/s}$) dno rzeki jest ciągle w ruchu. Przy prędkości $V_m = 0,72 \text{ m/s}$ (wtedy $B_s = 66,1 \text{ m}$), zjawisko to spotęguje się i materiał dna, napędzany z górnego (powyżej Pośpieszki) odcinka rzeki, będzie łatwo poruszany i pędzony dalej, biorąc udział w uregulowaniu dna.

W projekcie regulacji odcinka ujście Wilenki — Pośpieszka przyjęto normalną szerokość rzeki przy normalnym niskim stanie (+ 230 cm) — $B_s = 70 \text{ m}$. Doświadczenie pokaże, czy została właściwie przyjęta ta normalna szerokość.

Podczas jednego z posiedzeń technicznych w Magistracie wysunięto niezbędność zaprojektowania bulwarów po obu brzegach odcinka rzeki od mostu Zwierzynieckiego do więzienia wojskowego. Bulwary miały służyć do komunikacji nadbrzeżnej oraz pełnić rolę wałów (ziemnych) powodziowych¹⁾.

¹⁾ Inż. Jacewicz w swoim projekcie uwzględnił wymagania Magistratu i włączył do projektu budowę bulwarów.

2. Rozpoczęcie robót regulacyjnych na odcinku od m. Zielonego do ujścia rz. Wilenki.

Głównym celem robót regulacyjnych na przestrzeni od mostu Zwierzynieckiego do więzienia wojskowego było doprowadzenie lewego zrujnowanego brzegu rz. Wilii przy ul. Zygmuntowskiej do pierwotnego stanu i należyte umocnienie brzegu oraz odsunięcie łożyska rzeki od lewego w kierunku do prawego brzegu naprzeciwko elektrowni miejskiej; stąd wypływała niezbędność usunięcia odsypiska w tym miejscu i jednoczesnego zabudowania odnośnymi budowlami największych głębokości naprzeciwko odsypiska. Rozległe odsypisko, przecięte dwoma drewnianymi korytami, służącymi do zasilania elektrowni wodą z rzeki, bardzo wypaczało rzekę. Odsypisko łącznie z korytami zwężyło rzekę do 40 m, wywoływało ogromne pogłębienie rzeki, sięgające po powodzi i opadnięciu wód do 5-ciu m i odrzucało cały prąd rzeki do lewego rozmytego brzegu, powodując bardziej intensywne rozmycie. Wreszcie drewniane koryta o długości ponad 60 m każde, ciągle były zanoszone piaskiem i żwirzem tak, że administracja elektrowni miała nieustanny kłopot z oczyszczaniem koryt. Odsypisko przy ujściu Wilenki było również dość szkodliwe, gdyż sprzyjało rozmyciu przeciwległego prawego brzegu i nadmiernie zwężyło rzekę.

Aby zapobiec tej destrukcyjnej pracy rzeki, projektowano wykonać następujące roboty: a) usunąć drogą bagrowania oba odsypiska, b) rozebrać drewniane koryta, c) przeciąć największe głębokości na odcinku rzeki naprzeciwko głównego odsypiska ostrogami kamiennymi, d) zbudować u stóp rozmytego brzegu przy ul. Zygmuntowskiej ścianę oporową z pali i tarcz drewnianych opartych o pale, e) odbudować, zburzony powodzią, brzeg drogą nasypu ziemi, pozostawiając między brzegiem, a ścianą oporową ławkę ziemną, f) zrobić przy ścianie oporowej narzut kamienny od strony rzeki, g) zabrukować skarpę nasypu grubym kamieniem na mchu, zaś ławkę zwykłym kamieniem brukowym i h) grunt wybagrowany z odsypisk wyładować między ostrogami.

Inne roboty, służące do umocnienia rozmytych brzegów — przy szpitalu św. Jakóba, przy fabryce garbarskiej i w innych miejscach, z braku narazie środków do ich wykonania, miały być tymczasem odłożone.

Przytoczony wyżej program robót na odcinku ul. Zygmuntowskiej nie mógł jednak być wykonany w tej kolejności, jak zaznaczono w programie. Wobec zbliżającej się zimy i braku narazie mechanizmu do bagrowania odsypisk, musiano odłożyć tę robotę do następnego 1932 roku. W obawie, aby coraz powiększające się rozmycie brzegu przy ul. Zygmuntowskiej nie stało się bardziej gwałtownym podczas wiosennej powodzi, postanowiono, o ile można odrzucić prąd od tego brzegu i następnie wykonać jego umocnienie. W tym celu miano zbudować przy wskazanym brzegu 9 ostróg z narzutu kamiennego na podłożu z materaców (rys. 4) faszynowych. Ze względu jednak na niemożność jednoczesnego bagrowania odsypiska naprzeciwko elektrowni, zdecy-

dowano doprowadzić ostrogi najbardziej wysunięte w nurt rzeki do połowy ich projektowanej długości, aby zbyt nie tamować biegu zwężonej rzeki (rys. 5).



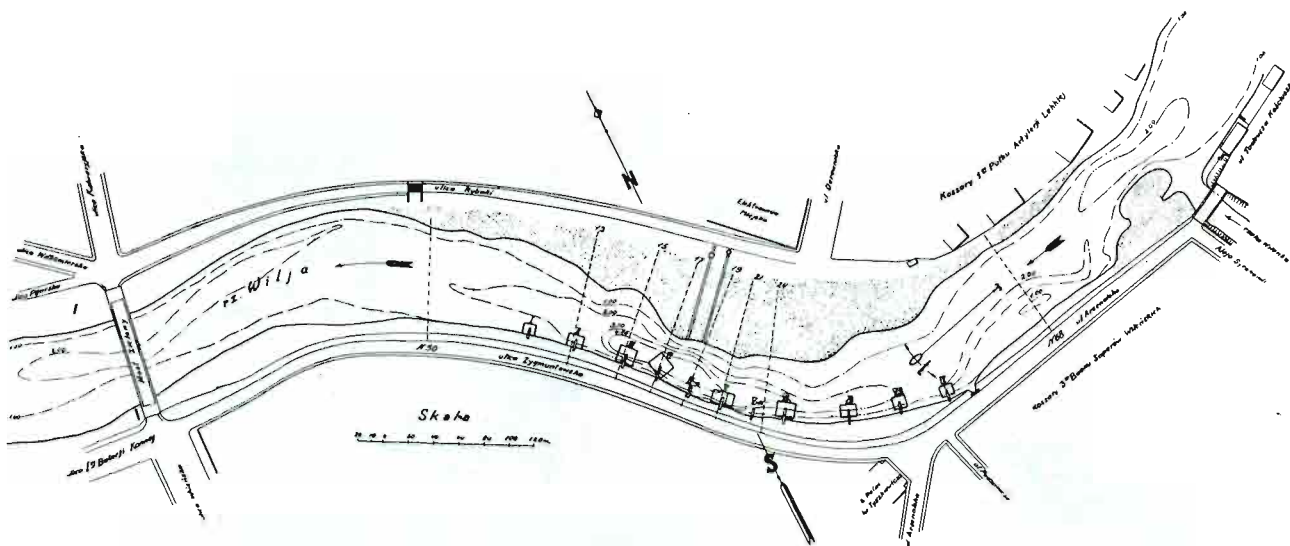
Rys. 4.

Budowa ostróg była prowadzona przez całą zimę r. 1931/32, przy trudnych warunkach atmosferycznych i przy nieustannym prawie pochódzie kry, gdyż Wilia wskutek silnego prądu nie zamarzała. Śpieszono się, aby zakończyć roboty przed wiosną



Rys. 5.

r. 1932. Pracując w ten sposób, zbudowano 9 ostróg (rys. 6). Ale podczas ich budowy okazało się, że pomiędzy ostrogami 4 i 5 również między ostrogami 5 i 6 powstały takie wiry, że brzeg w tych miejscach zaczął się walić do rzeki. Postanowiono więc zbudować pomiędzy wskazanymi ostrogami jeszcze 2 dodatkowe ostrogi z narzutu kamiennego, ale bez materaców faszynowych.



Rys. 6.

Podstawę ostrogi stanowi materac faszynowy grub. 0,70 m, licząc razem z siatkami z kieszek faszynowych. Ostroga wykonana drogą narzutu grubego kamienia, o przekroju poprzecznym w kształcie trapezu, z bocznymi skarpami 1:1. Korona ostrogi ma szerokość 1,0 m i spadek od brzegu do rzeki 1:50. Ostroga łączy się z brzegiem zapomocą wrzynki. Głowica ostrogi wznosi się o 0,5 m nad zwierciadłem normalnej niskiej wody (+ 230 cm). Pierwotnie wzniesienie to było projektowane o 1 m nad normalną wodą, ale niezbędność przedszego zakończenia robót i osiadanie kamienia w ostrogach zmusiło do zmniejszenia wzniesienia korony ostróg razem z ich głowicami, tym bardziej, że budowano nie całe ostrogi, lecz tylko część ich długości.

W celu umożliwienia zabicia ścianki oporowej drewnianej u stóp skarpy brzegu, musiano usunąć kamienie, które wskutek powodzi uszkadzającej brzeg zwały się do rzeki. Prądówka Zarządu Dróg Wodnych w Wilnie pracowała latem 1932 r. (1½ miesiąca), po czym przystąpiono do zabijania ścianki za pomocą 2-ch kafarów (Arcisza i ręcznego).

Odległość między palami (sosnowe) wynosiła 1,5—2 m. Pale zabijano na głębokość od 2 do 3,5 m. Głowice pali ujęto w parzyste kleszcze, ściągnięte żelaznymi śrubami i przykryto zwierzchu kapturem. Tarcze robiono z opońków, połączonych poprzecznymi łatami lub krawężnikami, przybitymi do tarcz gwoździami. Między ścianką oporową a brzegiem wykonano nasyp ziemny, który opiera się o poziomą ławkę szerokości 1 m, ławka zaś opiera się o ściankę. Skarpie nasypu nadano pochyłość 1:1½. Skarpę wybrukowano grubym kamieniem na mchu, ławkę zaś wzmocniono zwykłym brukarskim kamieniem.

Ścianę oporową umocniono od rozmycia od strony rzeki narzutem kamiennym o trójkątnym przekroju, ze skarpą 1:1.

Koronę brzegu, stanowiącą bulwar spacerowy wyrównano i nawierzchnię zasypano warstwą żwiru i miału z betonowni miejskiej, oraz odnowiono zniszczone częściowo poręcze.

Latem 1932 r. po opadnięciu wód miano przystąpić do bagrowania odsypiska naprzeciwko elektrowni. Po przygotowaniu promu pod ekskawator, przerobieniu kilku barek do przewozu wybagrowa-

nego materiału, uzyskano ekskawator i 1. X. 32 r. przystąpiono do bagrowania odsypiska.

Transport materiału wybagrowanego odbywał się barkami w sposób wahadłowy od ekskawatora do ostróg i z powrotem (rys. 6), mianowicie — galar naładowany wybagrowanym gruntem łączono długą liną z kotwicą, zarzuconą na dno rzeki znacznie wyżej odsypiska; robotnicy, kierując sterem i korzystając z prądu rzeki, nadawali galarowi ruch od ekskawatora do ostróg i wyrzucali grunt z galare w przestrzeń między ostrogami. W ten sam wahadłowy sposób powracali z opróżnionym galem do ekskawatora, gdzie już czekał drugi naładowany galar, z którym postępowali jak z pierwszym, i t. d.

W ten sposób wybagrowano i zasypano między ostrogami około 4870 m³ gruntu, co kosztowało do 11.500 zł, nie licząc kosztów przysposobienia barek pod ekskawator i galary.

Noszono się z myślą przerzucenia przez rzekę lekkiego czasowego mostu, aby grunt wybagrowany przewozić wózkami, ale wobec zbliżającej się zimy, kiedy bagrowanie przemarzłego odsypiska stałoby się niemożliwym, myśli zbudowania mostu narazie poniechano.

Tą pracą ekskawatora był zapoczątkowany szereg robót, dotyczących wytworzenia nowego łożyska rzeki przez usunięcie drogą wybagrowania odsypiska naprzeciwko elektrowni oraz przez zbudowanie przy lewym brzegu tamy kierowniczej w postaci szeregu pali i tarcz drewnianych.

3. Kontynuowanie robót regulacyjnych — prace bagrownicze, budowa ściany oporowej i inne prace.

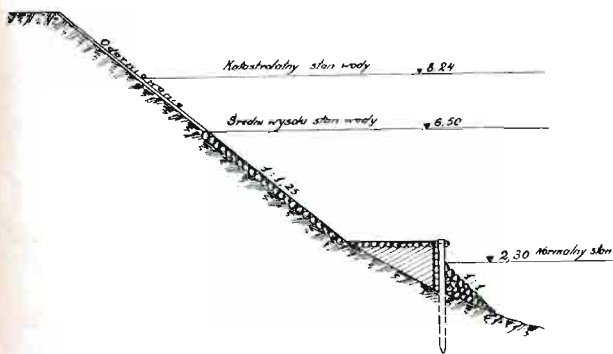
Opisane wyżej roboty miały charakter po części prowizoryczny, po części wstępny do dalszych robót regulacyjnych. Podczas wykonania robót wyłoniły się okoliczności, które zmuszały zmieniać zasadniczo typy budowli, powszechnie stosowanych przy regulacji rzek.

Obfitość i taniość materiałów drewnianych w okolicach Wilna, obfitość ziemi, otrzymywanej przy regulacji ulic miasta Wilna, oraz pobudki socjalne, które zmuszały dać pracę dużej rzeszy bezrobot-

nych, przeważnie niekwalifikowanych, wpłynęły na opracowanie projektu (wprowadzonego następnie w czyn), opartego o zasady wykorzystania do regulacji materiałów drzewnych i ziemi, oraz pracy bezrobotnych. Dodać należy, że Wileńska Dyrekcja Lasów Państwowych udzieliła na ulgowych warunkach drzewa na pale i na inne części budowli, zaś Ministerstwo Opieki Społecznej asygnowało poważne kwoty z Funduszu Pracy. Wreszcie wymagania Zarządu Miejskiego m. Wilna, zbudowania na obu brzegach Wilii bulwarów dla celów komunikacji miejskiej wzdłuż rzeki, które jednocześnie służyłyby jako wały ochronne od powodzi, zmusiło projektujących do zwrócenia uwagi na należyte oparcie skarp wałów.

Tak postawione zadanie regulacji rzeki wytworzyło typy budowli regulacyjnych, uwidocznionych na odnośnych rysunkach oraz w niżej podanym opisie.

W myśl powyższych uwag przeprowadzono najsamprzód regulację na lewym brzegu odcinka Wilii między mostem Zielonym a wylotem ul. Meczetowej. Projekt regulacji przewidywał: przedłużenie na długości 177 m istniejącej (130 m) poniżej mostu Zielonego żelbetowej ścianki oporowej i zarazem kierowniczej, wykonanie między ścianką a brzegiem szeregu płotków, z zasypaniem ich ziemią, zrobienie i opuszczenie na dno rzeki u stóp brzegu (na przestrzeni od końca ścianki do ul. Meczetowej) materaców faszynowych w postaci pasa szerokości 10 m na długości 440 m, usypanie wału ziemnego z odarniowaniem od strony ładu i wybrukowaniem od strony rzeki; (również pas szerokości 1 m u stóp skarpy wału od strony wody miał być wyłożony brukiem).



Rys. 7.

Wskutek czynników jak, konieczność zmniejszenia bezrobocia, możność uzyskania materiału drzewnego z Dyrekcji Lasów Państw. po cenie ulgowej i innych — postanowiono zmienić program robót na odcinku między mostem Zielonym a wylotem ul. Meczetowej i zamiast przedłużania ścianki żelbetowej i układania materaców — zbudować ściankę oporową drewnianą, wykonać narzut kamienny przy ściance od strony rzeki, odbudować brzeg i zabrukować z utworzeniem ławki, w poziomie kleszczy ścianki (rys. 7). Ogólna długość uregulowanego w powyższy sposób brzegu na

tym odcinku wynosi 735 m¹) (rys. 8). Prócz tego miano wykonać zjazd brukowany od bulwaru do rzeki.

W roku 1933 uzyskano ekskawator o większej wydajności niż poprzedni. Poruszany motorem ben-



Rys. 8.

zynowym, był uzbrojony w silny czerpak o pojemności do 0,6 m³ gruntu, który wybierał razem ze żwirem i kamieniem. Ruchomy żóraw czerpaka posiadał duży zasięg poziomy, około 15 m i mógł zagłębiać czerpak na głębokość do 3-ch m.

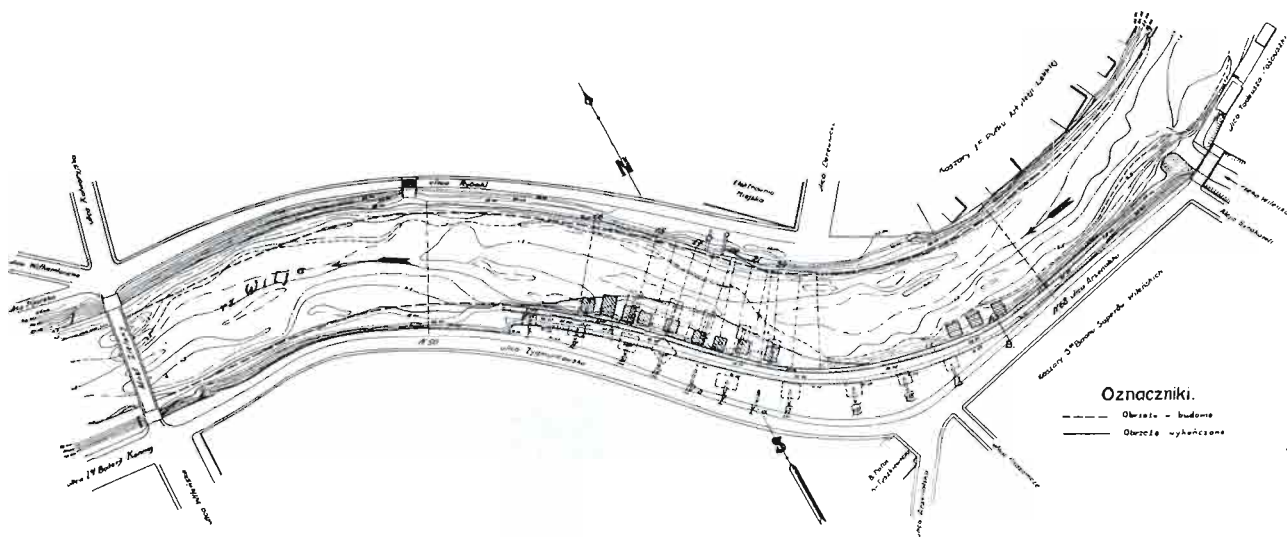
Jednocześnie zbudowany został prowizoryczny most drewniany, łączący odsypisko przy elektrowni z lewym brzegiem rzeki. Wybagrowany materiał przewożono wózkami po szynach i wyładowywano pomiędzy zbudowanymi ostrogami. Ekskawator, pracując do późnej jesieni 1933 r. wybagrował w odsypisku blisko prawego brzegu wąski kanał. Jednocześnie silny czerpak ekskawatora z łatwością wrywał z gruntu pale drewnianych koryt zasilających wodą elektrownię, i usuwał je wraz z dnem i pokrywą koryt.

Wybagrowany kanał przejął od rzeki część jej przepływu, skierowując go ku prawemu brzegowi.

W roku 1934 zbudowano ścianę (długości 500 m) oporowo-kierowniczą wzdłuż lewobrzeżnej granicy trasy, wyznaczonej pierwotnie w projekcie, z pewnymi odstępami od niej. Pale były zabite co 1 m i połączone w głowicach kleszczami. Głowice pali ścięto na wysokości 0,40 m nad normalnym niskim stanem wody + 230 cm. Przy szeregu pali od strony brzegu założono tarcze drewniane, od strony rzeki zaś opuszczono na dno 12 materaców faszynowych ogólnej powierzchni 1250 m² (rys. 9). Zabijanie pali ilustruje rys. 10.

Po odnowieniu prowizorycznego mostu, kontynuowano roboty bagrownicze przy elektrowni i przy ujściu rz. Wilenki, przy czym cały materiał z obu odsypisk, otrzymany tą drogą wyładowywano pomiędzy brzegiem a świeżo zbudowaną ścianką oporową, tworząc w ten sposób szeroką, do 20 m. ławę przy lewym brzegu (rys. 11).

¹) Z braku środków wybrukowano skarpy na szerokości od ławki do poziomu średniej wysokiej wody (+ 650 cm). resztę powierzchni skarpy do górnej krawędzi odarniowano.



Rys. 9.

Drogą wykonania tych robót stworzono nowe łóżysko rzeki, ograniczone z lewej strony ścianą oporową i z prawej brzegiem rzeki. Największa

Po wybagrowaniu odsypiska naprzeciwko elektrowni powstała obawa rozmycia prądem prawego brzegu w tym miejscu. Ponieważ według projektu na prawym brzegu miał być wzniesiony wał ochronny przeciw powodzi, przeto należało umocnić ten brzeg, aby zapobiec rozmyciu. W tym celu rozpoczęto umocnienie stopy tego brzegu, zapomocą budowy ściany oporowej z pali i tarcz, co oznaczono kreskami na rys. 9, jako robotę rozpoczętą, ale nie skończoną (rys. 12).



Rys. 10.

głębokość w nurcie nowego łóżyska podczas pomiarów, wykonanych w r. 1935, wynosiła 1,8—2,3 m a średnia głębokość w przekroju — 1,4 m.



Rys. 12.

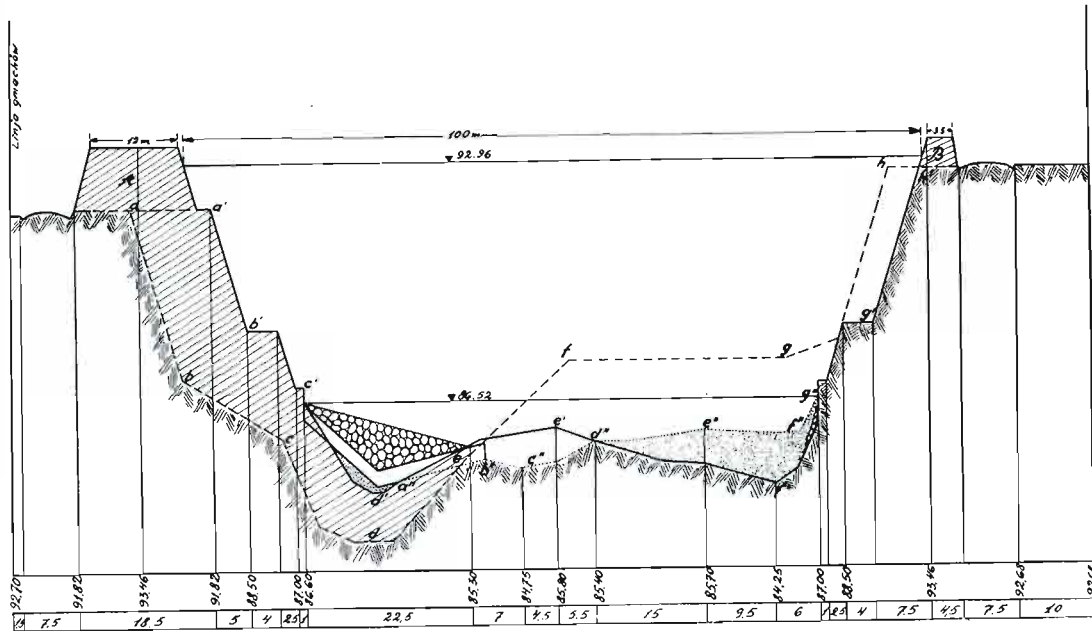


Rys. 11.

Tu muszę uczynić pewną dygresję w sprawie regulacji rzeki na odcinku naprzeciwko elektrowni miejskiej. Lądowy ekskawator, pracując nad usunięciem odsypiska, nie mógł dotrzeć do środka rzeki, nie mógł drogą bagrowania wyłobzić jednolitego koryta od brzegu do brzegu. Powstaje dotąd nieusuwnięta obawa, że w środku nurtu pozostanie niewybagrowana podwodna wyspa, że rzeka wskutek tego rozdziwi się i że podczas powodzi zacznie sama psuć rezultaty wykonanych robót, wskutek skierowania swego prądu ku lewemu brzegowi i zamulenia (podczas powodzi) swego łóżyska przy prawym brzegu. Sądząc z wykonawczego planu robót, przy ścianie oporowej pozostaną dość znaczne głębokości, co jest wielce niepożądanym. Należy możliwie zmniejszyć te głębokości, stosując budowle mocne i trwałe, odrzucające nurt rzeki od lewego brzegu. Najbardziej

zdaniem moim nadają się do tego progi denne, zbudowane w kierunku istniejących ostróg od ściany oporowej w stronę rzeki, takiej długości, aby pokryły sobą największe głębokości pozostałe przy ścianie oporowej. Progi denne mogą być wykonane w postaci podwodnych ostróg z narzutu kamiennego na materacach faszynowych. Ilość ostróg i ich

1. Wzdłuż linii, stanowiących granice trasy, przy obu brzegach zabito pale sosnowe, grub. 25—28 cm, w odległości 1 m pal od pala; głowice pali ujęto w parzyste kleszcze, ściągnięte żelaznymi śrubami grub. 2—2,5 cm. Kleszcze z płaszczaków grub. do 15 cm. Głębokość zabijania pali w dno rzeki 3—4 mtr. Głowice pali ścięto przy stanie wo-



Rys. 13.

układ w rzece są wskazane na rys. 9 i 13. W tym układzie starałem się, o ile można, wykorzystać już ułożone materace przy palowym obrzeżu, dodając do nich nowe części takich wymiarów, aby podwodne ostrogi na całej swej długości leżały na materacach.

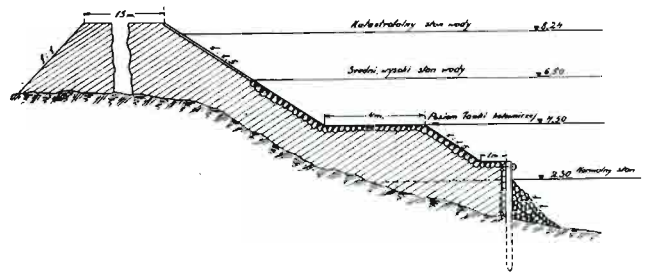
Muszę zaznaczyć, że wzmiankowana budowa dennych progów, anulujących największe głębokości przy lewej granicy trasy, nie wpłynie ujemnie na ruch statków i tratw, gdyż te budowle spowodują tylko odrzucenie całego prądu rzeki bardziej w prawą stronę i nawet wpłyną na pewne sprostowanie łóżyska rzeki, co winno ułatwić ruch tych obiektów na rzece, przy tym powstaną w rzece głębokości zupełnie dostateczne nie tylko dla terażniejszej, ale i dla przyszłej, bardziej rozwiniętej żeglugi.

Według przybliżonego obliczenia, na budowę ostróg potrzeba będzie grubego kamienia polnego około 1200 m³. Przyjmując cenę 1 m³ kamienia łącznie z robocizną 10 zł, koszt budowy tych ostróg, razem z dozorem i robotami przygotowawczymi nie powinien przekroczyć 15.000 zł.

4. Wykonanie robót regulacyjnych na odcinku od więzienia wojsk. do Pośpieszki.

W projekcie inż. Jacewicza, obejmującym regulację odcinka rz. Wilii od więz. do Pośpieszki, uwzględniono w zupełności wyżej wskazane warunki robót i zastosowano nowe typy budowli regulacyjnych, jak to widać z niżej podanego opisu robót już wykonanych na części omawianego odcinka.

dy, jaki był podczas wykonania budowli, korzystając z możliwie obniżonego stanu wody w rzece. Linia ścięcia pali wznosi się około 0,30—0,50 m ponad normalnym stanem wody (+ 230 cm). Rys. 14 ilustruje konstrukcję ściany oporowej z pali.



Rys. 14.

2. Od strony brzegu oparto o szeregi pali tarcze z drewnianych opołek, połączonych ze sobą zapomocą poprzecznych łąt lub krawężników, przybitych do opołek gwoździami. Szereg pali razem z tarczami stanowi ścianę oporową dla nasypu i zarazem gra rolę tamy kierowniczej, nadającej kierunek brzegowi rzeki.

3. Od strony rzeki zrobiono narzut kamienny w postaci wału o trójkątnym przekroju, ze skarpą o pochyłości 1:1. Na narzut użyto kamieni polnych średniej wielkości, rozsianych w dużej ilości na dnie i wybrzeżach Wilii, jako pozostałość z zamierzonych czasów epoki lodowej.

4. Między ścianą oporową a brzegiem zrobiono nasyp ziemny, który w poprzecznym przekroju posiada kształt wskazany na rys. 14.

Nasyp składa się z 3-ch części: a) ławki o szerokości 1 mtr, nasypanej w poziomie głowic pali, b) wału holowniczego, który wznosi się do 4,5 mtr nad zwierciadłem wody, odpowiadającej zeru łąty przy moście Zielonym, szerokość korony wału około 4-ch mtr, skarpa o pochyłości 1:1,5, i wreszcie c) wału ochronnego od powodzi, który stanowi zarazem bulwar dla komunikacji nadbrzeżnej, korona bulwaru o szerokości do 15 mtr wznosi się nad zwierciadłem katastrofalnej wody o 0,50 mtr, pochyłość skarpy wału od strony rzeki 1:1,5 i od strony łądy 1:1.

5. Skarpa wału - bulwaru od strony rzeki jest wybrukowana grubym kamieniem na mchu na wysokość 6,50 mtr nad zerem wodowskazu, zaś wyżej do krawędzi skarpy jest odarniowana, zrobiono to tymczasowo z braku środków na wybrukowanie całej skarpy, skarpa tegoż wału od strony łądy jest odarniowana; korona bulwaru będzie miała chodnik i wybrukowaną jezdnię; skarpa wału holowniczego jest wybrukowana grubym kamieniem na mchu, zaś korona tego wału, również korona poziomej ławki są wybrukowane zwykłym kamieniem brukowym.

6. Na krawędzi bulwaru od strony rzeki są zrobione poręcze z żelaza korytkowego, założonego pomiędzy słupami żelbetowymi, wkopanymi w nasyp.

Na zakończenie muszę wyraźnie zaznaczyć — jaka jest różnica pomiędzy powszechnie przyjętymi

typami budowli regulacyjnych a typami, zastosowanymi w opisanym projekcie: ostrogi przy wypukłych brzegach oraz poprzeczki przy wklęsłych brzegach, łączące tamy kierownicze z brzegiem, są zastąpione w obecnym projekcie obrzeżami z pali i tarcz, przestrzeń między którymi a brzegiem jest zasypana ziemią w poziomie głowic pali, w postaci ławki, nad którą wznosi się wał ochronny; obrzeża są zbudowane według granic trasy.

Podczas wykonania palowych obrzeży były czynione zarzuty, że pale w części nadwodnej ulegną zgniciu, co pociągnie za sobą kosztowny remont obrzeży, że wobec tego drewniane obrzeża nie nadają się do robót regulacyjnych. W odpowiedzi na to muszę zaznaczyć, że wiele budowli jak mosty, śluzy, młyny na palach, groble i inne, wykonywane są z drzewa, opaski zaś i brzegostony łaszynowe są w pełnym użyciu przy regulacji rzek i cieszą się ogólnym uznaniem ze strony hydrotechników, chociaż ulegają zniszczeniu i wymagają remontu.

Przy budowie drewnianych obrzeży ścinano pale jak można najniżej; przy częstych wahaniach poziomu wody w Wilii, głowice pali i kleszcze były pod wodą lub blisko niej. Nie zawsze jednak to się udawało i trzeba z tym się pogodzić, że jeśli z czasem głowice pali zgniją, to wypadnie ściąć części zgniłe lub stare pale nadsztukować.

W dalszym ciągu omówiony będzie projekt regulacji na wielką wodę i podany kosztorys.

(dok. nast.).

Mgr. Zdzisław Górniewicz

Utrzymanie wód i ich brzegów.

Postanowienia rozdziału o „utrzymaniu wód i ich brzegów” w części III (art. 75—99) ustawy wodnej z dnia 19. września 1922 (Dz. U. R. P. Nr. 62 poz. 574 z r. 1928) nie zdołały dotąd zdobyć sobie silniejszego zastosowania w praktyce. Szerszym kołom społeczeństwa, których ważne interesy wodne mają regulować, pozostały one niemal nieznanne, władze wodne, stosują je niezczęsto — przynajmniej w porównaniu do innych działów ustawy wodnej, co powoduje zarazem, że sprawy wątpliwe, wynikające ze stosowania postanowień tego rozdziału, tylko wyjątkowo przychodzą pod orzecznictwo a tym samym i wyswietlenie ze strony Najwyższego Trybunału Administracyjnego. Można śmiało powiedzieć, że poza dzielnicą zachodnią, gdzie zasady rozdziału „o utrzymaniu wód” były znane już z poprzedniego ustawodawstwa wodnego, w reszcie kraju postanowienia tego rozdziału zostały jak dotąd martwą literą prawa, bez żywszego oddźwięku w życiu gospodarczym społeczeństwa. Sprawy w nim uregulowane, dotyczące ważnej, szczególnie w naszym nizinnym kraju, kwestii należytego utrzymania wód płynących, usiłuje się regulować bądź systemem raczej gospodarczym, za pomocą swoistych, z dawną praktykowanymi, zarządzeń gminnych, bądź też ostatnio na podstawie niedawno wprowadzonej ustawy z 26. III. 1935 r. o świadczeniach w naturze na niektóre cele publiczne (Dz. U. Nr. 27 poz. 204),

ty. za pomocą szarwarku. W pewnych wypadkach metoda ta dała nawet realne wyniki. Skoro jednak ustawa wodna z r. 1922 przewidywała w części III rozdz. I system znacznie doskonalszy, dający ściśle określenie istoty i rozmiaru obowiązku utrzymania wód, wyznaczając z całą, niemal kazuistyczną dokładnością kto i w jakim zakresie jest do niego zobowiązany, a główna trudność polega na tym, żeby czynnik administracyjny, wykonujący ustawę wodną, zechciały postanowienia te opanować i wprowadzić w życie — uważa się za celowe i aktualne podjąć próbę interpretacji powyższych przepisów ustawy wodnej, tak dla wagi samego tematu, który ujmują, jak również i z tego względu, że niewłaściwym jest, ażeby istniały przepisy ustawowe, według powszechnego zapatrywania doskonałe, a jednak w należytej mierze jeszcze szerzej nieznanne i tym samym niestosowane. Dla wyjaśnienia tematu nadmieniam, że rozdział o „utrzymaniu wód” ustawy z r. 1922 jest dość ściśle wzorowany na odpowiednim rozdziale ustawy wodnej pruskiej z 7.IV 1913 (§ 113 — 151) — i może właśnie pewna obcość jego konstrukcji myślowej jest przeszkodą w jego spopularyzowaniu. Ma on normalne ujemne i dodatnie strony ustawodawstwa niemieckiego, a zatem: pewną nieprzejrzystość w budowie, lecz zarazem także nieprzebrzgowość niemal przewidywanie wszelkich możliwych wypadków i sytuacji tak, że

po przełamaniu pierwszych, dość zresztą znacznych trudności w jego opanowaniu, będzie można następnie już zupełnie łatwo dla każdego wypadku, zachodzącego w praktyce, znaleźć odpowiednie załatwienie w odnośnych przepisach rozdziału, bez potrzeby dłuższych rozważań i bez wątpliwości. Jest to ta sama cecha, która stawia n. p. niemiecką Ustawę Cywilną (B. G. B.) w pewnej mierze niżej, w innej natomiast wyżej od analogicznych ustaw: Kodeksu Napoleona i Austriackiego Kodeksu Cywilnego. Dodać należy, że w Prusiech, gdzie przepisy o utrzymaniu wód są już od dawna z całą ścisłością stosowane, dały one — co już wielokrotnie w prasie fachowej podnoszono — bardzo dodatnie wyniki; podobnych też skutków można z całą słusznością spodziewać się w razie zastosowania w praktyce analogicznych postanowień naszej ustawy wodnej. Co prawda — w Prusiech przyczyniło się do tego w bardzo znacznej mierze ukazanie się niemal równocześnie z ustawą z 1913 r. dwóch rozporządzeń wykonawczych do niej, które bardzo dodatnio przyczyniły się do zapoznania się tak ludności, jak i władz z ich obowiązkami w tej dziedzinie. Rychłe wydanie takich rozporządzeń wykonawczych jest u nas nieodzowną potrzebą.

Przystępując do omówienia samego przedmiotu, rozpatrzy się w dalszym ciągu treść rozdziału o „utrzymaniu wód i ich brzegów” a mianowicie:

(§ 1) co to jest obowiązek utrzymania wód i ich brzegów,

(§ 2) jaki jest rozmiar utrzymania wód, w szczególności zaś utrzymania wolnego odpływu, utrzymania żeglowności i spławności, utrzymania wód uregulowanych,

(§ 3) kto jest obowiązany do utrzymania wód,

(§ 4) wyjątki od ogólnych zasad co do utrzymania wód — w szczególności: przejście obowiązku utrzymania na przedsiębiorcę, wyjątki od zasady utrzymania wody przez spółkę wodną, zachowanie w mocy dotychczasowych obowiązków utrzymania, przejście obowiązku utrzymania przez korporacje publiczno-prawne, obowiązek utrzymania spławności,

(§ 5) utrzymanie brzegów, — udział w nim obowiązany do utrzymania wody, wykonanie robót przez właścicieli gruntów (adiacentów), utrzymanie brzegów obudowanych podług planu,

(§ 6) wyjątki od ogólnych zasad co do obowiązku utrzymania brzegów,

(§ 7) rozstrzyganie sporów o utrzymanie wody i brzegów,

(§ 8) stosunek prawny między obowiązany do utrzymania a właścicielami gruntów nadbrzeżnych,

(§ 9) utrzymanie wód granicznych,

(§ 10) sankcje karne w razie przekroczenia obowiązku utrzymania.

§ 1. ISTOTA PRAWNA OBOWIĄZKU UTRZYMANIA.

Obowiązek utrzymania wód płynących i ich brzegów jest w myśl ustawy wodnej, zobowiązaniem publiczno-prawnym t. zn., że jest to powinność wobec Państwa, ciążyąca na obowiązany do utrzymania. Przeprowadzenie, ewentualnie wymuszenie wykonania tej powinności, osiąga się według

publiczno-prawnych norm i zasad a nie według zasad prawa prywatnego. Dlatego też do rozstrzygnięcia kwestyj i sporów, wynikających z obowiązku utrzymania wód płynących, a więc: co do istoty i rozmiaru obowiązku utrzymania, co do osoby zobowiązanego — są powołane władze wodne (a więc administracyjne), natomiast droga prawa (a więc sądowa) jest w nich zasadniczo wykluczona. Tylko przy roszczeniach o wynagrodzenie szkody z powodu zawinionego zaniedbania obowiązku utrzymania, jest droga prawa dopuszczalna. (art. 75 ust. 1).

Z publiczno-prawnej natury obowiązku utrzymania wynika samo przez się, że poza wypadkami w ustawie wodnej wyraźnie wymienionymi, nie może on być ze skutkiem publiczno-prawnym ani zniesiony ani też zmieniony. W szczególności prywatno-prawne umowy na obowiązek ten w żadnym wypadku nie oddziałują. Wprawdzie umowy takie, o ile były zawarte przed wejściem w życie ustawy wodnej, zatrzymują nadal swoją moc; również mogą być i na przyszłość zawierane lecz tylko ze skutkiem prywatno-prawnym (art. 75 ust. 2); natomiast nic nie zmieniają one w publiczno-prawnej naturze obowiązku utrzymania. Powodują one jedynie, że dla osoby zawierającej taką umowę, powstaje nowy stosunek prawny, który w wypadkach spornych podlega rozsądzeniu przez sądy i że uprawnionemu w myśl umowy przysługuje przeciw obowiązanemu prywatno-prawna, zaskarżalna pretensja z tak zawartej umowy. Stosownie do tego, w wypadkach takich zaznacza się podwójny charakter istniejącego obowiązku utrzymania wody: wobec Państwa — jako zobowiązania publiczno-prawnego i wobec kontrahenta — jako zobowiązania prywatno-prawnego, podlegającego przepisom prawa cywilnego i rozstrzygnięciu zwyczajnych sądów. Mimo zawarcia umowy prywatnej, publiczno-prawny obowiązek utrzymania wód płynących pozostaje nadal bez zmiany i władza wodna może wymusić na obciążonym tym obowiązkiem wykonanie robót dla utrzymania potrzebnych. Obok tego — lecz już na podstawie umowy — można stronę zmusić do wykonania obowiązku utrzymania wód w drodze procesu cywilnego, wytoczonego przez kontrahenta. W praktyce ma to znaczenie wówczas, jeśli obowiązany w myśl umowy nie jest identyczny z obowiązany publiczno-prawnie, albo gdy publiczno-prawny przymus ze strony Państwa przeciw obowiązanemu, z jakichkolwiek powodów (np. z braku zainteresowania Państwa w utrzymaniu), nie jest wykonywany.

W zasadzie, prywatno-prawne umowy nie uzyskują cechy publiczno-prawnej przez to, że są zawierane za zgodą lub wiedzą władzy wodnej. Od zasady tej zachodzi jednak cały szereg wyjątków. I tak:

1) w wypadkach, w których publiczno-prawny obowiązek utrzymania, uregulowany odmiennie niż to normuje ustawa wodna z r. 1922, został tą ustawą utrzymany w mocy i w których pozostają nadal w mocy poprzednio zawarte za zgodą władzy wodnej umowy o charakterze publiczno-prawnym — mogą i obecnie umowy prywatne co do obowiązku utrzymania uzyskać moc publiczno-prawną przez to, że są zawierane za zgodą władzy wodnej. Zachodzi to mianowicie:

a) tam, gdzie spółka dla utrzymania wody nie została jeszcze utworzona (art. 77 ust. 2),

b) tam, gdzie pozostał nadal w mocy, z przed ustawy wodnej pochodzący obowiązek państwa do utrzymania wody płynącej lub jej brzegów (art. 82 ust. 1 p. 1),

c) tam, gdzie pozostał nadal w mocy z czasu przed ustawą wodną pochodzący a na zwyczaj lub specjalnym tytule oparty publiczno-prawny obowiązek utrzymania wody płynącej naturalnej lub sztucznej, albo jej brzegów (art. 82 ust. 1 p. 2 i 3).

2) W wypadkach, nieopartych na dawnym stanie prawnym, pozwala ustawa sama wyjątkowo na to, że prywatne umowy między interesowanymi co do obowiązku utrzymania, nabierają mocy publiczno-prawnej przez to, że zawarcie ich następuje za zgodą władzy wodnej. Zachodzi to mianowicie wówczas:

a) gdy woda płynąca została uregulowana na podstawie zatwierdzonych planów, przez kogo innego, niż przez obowiązanych do jej utrzymania, a dotychczas obowiązany, za zgodą władzy wodnej, obejmuje na podstawie umowy z przedsiębiorcą regulacyjnym dalsze jej utrzymanie (art. 77 ust. 3),

b) gdy Państwo, spółka wodna lub inna korporacja prawa publicznego przejęły za zgodą władzy wodnej, na mocy umowy, zawartej z obowiązującym do utrzymania, obowiązek utrzymania (art. 82 ust. 1 p. 4),

c) w wypadkach odmiennego od postanowień ustawy wodnej uregulowania obowiązku utrzymania brzegów (art. 80),

d) przy umowach, zawartych między obowiązującym do utrzymania wody płynącej i obowiązującym do utrzymania spławności, na mocy których jeden z nich przejmuje obowiązki drugiego (art. 85 ust. 3).

Pominąwszy powyższe wypadki, wszystkie inne publiczno-prawne obowiązki utrzymania wód płynących i ich brzegów, istniejące przed ustawą wodną z r. 1922, wygasły z chwilą wejścia tej ustawy w życie (art. 75 ust. 1 zdanie III). W obecnym stanie rzeczy nie mogą zająć co do obowiązku utrzymania żadne zmiany przez zwyczaj lub prawo zwyczajowe, przez długoletnie wykonywanie czy przedawnienie, co było w stanie prawnym, przed tą ustawą istniejącym, dopuszczalne. Na miejsce zatem dawnej niepewności prawnej w zakresie utrzymania wód płynących i ich brzegów, nastąpił jasny, dostatecznie w ustawie wodnej określony i żądanych z wolą ustawodawcy niezgodnych, odstępstw niedopuszczający stan prawny.

§ 2. ROZMIAR OBOWIĄZKU UTRZYMANIA WÓD.

Obowiązek utrzymania rozciąga się tak na naturalne, jak też na sztuczne wody płynące. Obejmuje on: przy wodach żeglownych (t. j. wyliczonych w art. 261 ustawy wodnej) i spławnych (t. j. wliczonych w rozporządzeniu Prez. Rzeczyplitej z dnia 9.X. 1927 o regulacji i utrzymaniu wód spławnych (Dz. U. Nr. 102 poz. 882) — utrzymanie żeglowności względnie spławności oraz wolnego odpływu wody, przy wodach innych — tylko utrzymanie wolnego odpływu.

I. Utrzymanie wolnego odpływu (art. 76 ust. 1 i 2).

Celem utrzymania wody płynącej jest zachowanie stanu wytworzonego z natury lub sztucznie, względnie przywrócenia stanu istniejącego poprzednio przez czas dłuższy. Terenowo utrzymanie to odnosi się tylko do łożyska wody płynącej, t. j. przestrzeni ograniczonej linią brzegu w rozumieniu art. 6-go ustawy wodnej; nie obejmuje zatem odprowadzania występującej z łożyska powodziowej wody ani prac na powodziowym (a więc poza łożyskiem leżącym) terenie podejmowanych, co jest rzeczą tych, którym zależy na ochronie od powodzi.

Z ograniczenia obowiązku utrzymania do obowiązku utrzymania wolnego odpływu wynika, że obowiązany do utrzymania nie ma obowiązku poprowadzić istniejącego wolnego odpływu dla korzyści innych np. dla dostarczenia lepszego dopływu wody dla zakładów przemysłowych i t. d. Również nie należy do niego utrzymanie wody w czystości, choćby leżało to w interesie publicznej zdrowotności; nie odpowiada też bynajmniej za zanieczyszczenie wody przez osoby trzecie. Do niego należy jedynie utrzymanie wolnego odpływu i usuwanie przeszkód w tym odpływie. Ma przeto obowiązek utrzymać łożysko w stanie normalnym t. zn.: nie dopuszczać do zamulenia i zarośnięcia łożyska, przywracać temu łożysku normalny przekrój przez wyrzucanie chwastów, usuwanie obsuniętej z brzegów ziemi, grożącej zamuleniem łożyska, usuwanie krzewów i gałęzi wyrastających lub sięgających w łożysko i hamujących odpływ. Ma dalej — co jest ważne — usuwać tworzące się w łożysku, szkodliwe dla swobodnego odpływu, wzniesienia i tym samym nie dopuszczać do tworzenia się hamujących odpływ przymulisk i odsypisk. W tym kierunku ma obowiązany do utrzymania prawo spędzić wodą lub w inny sposób usunąć takie przymuliska i odsypiska, które wzniosły się ponad zwierciadło wody, jeśli tylko wpływają ujemnie na szerokość lub głębokość wody. Właściciel nadbrzeżny nie może w tych wypadkach powoływać się na prawo własności tych terenów, nabyte na podstawie art. 7 ust. wodnej. Natomiast obowiązek utrzymania nie obejmuje poprawy istniejącego stanu. Nie można przeto od obowiązanego żądać nieistniejących dotąd w łożysku inowacji, przywrócenia stanu od dawien dawna już nie istniejącego, usunięcia zdawna istniejącego już przymuliska — lecz tylko przywrócenia stanu istniejącego do niedawna. Roboty prowadzące do tego wlicza art. 78 ust. 1. Roboty wychodzące poza ten rozmiar, podpadają już pod pojęcie regulacji (art. 100—112 ust. wod.). Również do obowiązków utrzymującego nie należy usuwanie zatorów lodowych, co jest rzeczą czynników powołanych do ochrony ludności przed powodzią. Obowiązany do utrzymania uprawniony jest do poczynienia zmian w wodzie płynącej, o ile tylko swobodny odpływ przez to nie cierpi. Może np. rów z wodą płynącą zastąpić przewodem rurowym pod warunkiem, że szerokość i położenie tegoż pozwala na taki sam odpływ, jaki uchodził poprzednio istniejącym rowem otwartym.

Przy sztucznych wodach płynących jest kwestia wolnego odpływu o tyle tylko aktualna, o ile one są do tego celu przeznaczone. Zachodzi to np.

przy kanale Ogińskiego, kanale Królewskim, także przy innych wodach sztucznych w dzielnicach wschodnich, gdzie obok charakteru dróg żeglownych mają one także charakter wód melioracyjnych, odwadniających sąsiednie grunty; natomiast np. kanał Brdy cechy takiej w znaczniejszym stopniu nie posiada.

II. Utrzymanie żeglowności i spławności (art. 76 ust. 1 i 3).

Obok obowiązku utrzymania wolnego odpływu istnieje przy wodach żeglownych także obowiązek utrzymania żeglowności, a przy wodach spławnych — obowiązek utrzymania spławności. Pojęcie żeglowności obejmuje zarówno ruch pasażerski jak i towarowy. Podobnie, jak przy swobodnym odpływie, obowiązek ten obejmuje tylko utrzymanie istniejącego dotąd stanu żeglownego względnie spławnego, nie zaś jego poprawę, co już jest rzeczą regulacji. Nie wchodzi zatem w jego treść np. poprawa lub powiększenie śluzy, pożądane dla celów żeglugi lub spławu.

Wobec tego, że dla celów żeglugi i spławu wystarcza należyte utrzymanie nurtu, omawiany obowiązek utrzymania ogranicza się tylko do utrzymania tego nurtu, a nie obejmuje utrzymania reszty łożyska jak to zachodzi przy utrzymaniu wolnego odpływu.

III. Utrzymanie wód uregulowanych (art. 76 ust. 4).

Rozszerzenie rozmiaru obowiązku utrzymania zachodzi przy wodach płynących, uregulowanych na podstawie urzędowo zatwierdzonego planu. Ażeby mianowicie wyniki kosztownych częstokroć robót regulacyjnych, ochronić przed skutkami zaniedbania, obowiązek utrzymania tych wód obejmuje utrzymanie stanu wytworzonego przez regulację, a więc stanu ulepszanego i wychodzącego ponad stan, spotykany przy normalnym utrzymaniu. Obowiązkiem jest, czy regulację przeprowadzono przed, czy po wejściu w życie ustawy wodnej. Niekoniecznym jest przy tym, ażeby plan regulacyjny był formalnie zatwierdzony; wystarczy, jeśli regulacja była dokonana planowo za wyraźną lub milczącą zgodą właściwej władzy; w razie wątpliwym należy przyjąć, że taka zgoda istotnie nastąpiła. Tylko w ten sposób bowiem można zabezpieczyć utrzymanie wielu robót regulacyjnych, których formalnego zatwierdzenia przed ich rozpoczęciem, czy to z powodu przejść wojennych, czy też z innych przyczyn, obecnie już dowieść nie można.

§ 3. OBOWIĄZANI DO UTRZYMANIA WÓD.

Zasadniczo — w myśl ustawy wodnej — należy utrzymanie:

1) publicznych wód żeglownych i granicznych — do Państwa;

2) wód spławnych oraz potoków górskich — do Państwa, samorządów wojewódzkich i spółek wodnych, w myśl obowiązujących ustaw;

3) innych wód publicznych — do spółek wodnych;

4) wód prywatnych — do właścicieli wód, względnie do właścicieli gruntów nadbrzeżnych, a przy wodociągach i innych zakładach na obcych gruntach — do właścicieli wodociągów i zakładów;

5) sztucznych wód płynących — do przedsiębiorcy;

6) przy urządzeniach, które służą do specjalnego użytkowania wody lub do zabezpieczania dróg, mostów, budynków, kolei, portów i innych zakładów na wodach płynących — do właścicieli tych urządzeń.

ad p. 1 (art. 77 ust. 1 p. 1).

Wody żeglowne wyliczone są taksatywnie w art. 261 ustawy wodnej.

Jeśli przy wejściu w życie ustawy wodnej (w dniu 27.XI. 1922) był kto inny, aniżeli Państwo, obowiązany w sposób publiczno-prawnie wiążący do utrzymywania publicznej wody żeglownej lub granicznej, ma prawo Państwo, zwolnionego obecnie od obowiązku utrzymania, pociągnąć do udziału w kosztach utrzymania w wysokości jego dotychczasowego zobowiązania. Udział ten nie może przewyższać przeciętnych wydatków bieżących, jakie w ciągu 10 lat przed wejściem w życie ustawy wodnej (t. j. w czasie od 27.XI. 1912 — 26.XI. 1922) obciążały obowiązanego; od obowiązku udziału można się zwolnić przez spłatę sumy w wysokości 25-krotnego nakładu (art. 84 i 83 ust. 2).

Państwo może pociągnąć do udziału także tych, którzy przed wejściem w życie ustawy wodnej byli publiczno-prawnie zobowiązani do utrzymania brzegów. Zależy to od uznania państwowego zarządu daną wodą żeglowną.

O tym, kto przy wejściu w życie ustawy wodnej był obowiązany w sposób publiczno-prawnie wiążący do utrzymania publicznej wody żeglownej, rozstrzygają (w myśl art. 86) władze administracyjne.

ad p. 2 (art. 77 ust. 1 p. 2).

Wody spławne wyliczone są taksatywnie w „wykazie wód spławnych“ przy rozporządzeniu Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 9.XI. 1927 o regulacji i utrzymaniu wód spławnych (Dz. U. Nr. 102 p. 882). Podział kosztów utrzymania tych wód między Państwo, samorządy wojewódzkie i spółki wodne, reguluje szczegółowo art. 3 tego rozporządzenia.

Uwaga ad p. 1) i 2): Pojęcie wód żeglownych z art. 261 i spławnych z rozporządzenia z dn. 9.XI. 1927, nie pokrywa się bynajmniej z używanym w potocznym życiu pojęciem wód, używanych do żeglugi i spławu. Zarówno w art. 261 jak i to zwłaszcza we wspomnianym rozporządzeniu, są wymienione wody, na których w ogóle lub przynajmniej na pewnych ich odcinkach, obecnie żeglugi i spławu nie ma; na odwrót zaś, nie wykluczonym jest, że właśnie na wodach tam nie wymienionych, trafiają się przypadki żeglugi lub spławu. Pojęcie wód żeglownych i spławnych z art. 261 i rozporządzenia z 19.IX. 1927 ma znaczenie tylko dla podziału obowiązku i kosztów utrzymania i regulacji tych wód oraz dla właściwości władz wodnych (art. 186 ust. 1 p. a).

ad p. 3 (art. 77 ust. 1 p. 3).

Ustawodawca, przekazawszy utrzymanie wód większych t. j. żeglownych i spławnych, względnie specjalne znaczenie mających dla Państwa wód granicznych Państwu i samorządom wojewódzkim, zabezpieczył utrzymanie wszystkich innych wód publicznych — a więc wód mniejszych i mających głównie znaczenie melioracyjne — przez przekaza-

nie ich spółkom wodnym, wychodząc ze słusznego założenia, że w ten sposób zostaną pociągnięci do udziału w kosztach utrzymania według właściwej miary ci, którzy z danej wody publicznej istotnie korzystają. Udział bowiem w ciężarach spółki normuje się według miary korzyści, którą członkowie odnoszą z istnienia spółki (art. 155 ust. 1).

Dla utrzymania wód mogą (i powinny) być tworzone spółki bądź specjalne, t. j. mające na celu tylko utrzymanie wody, bądź także równocześnie z celem innym, np. dla regulacji tej wody. Spółki te tworzone są jako dobrowolne (art. 133 p. 2), jako tworzone uchwałą większości (art. 167 ust. 1 p. 1), bądź wreszcie jako spółki przymusowe (art. 173), lecz te ostatnie tylko dla utrzymania wód w celu zabezpieczenia brzegów i utrzymania istniejących urządzeń melioracyjnych. Do spółek powyższych pociągają się tych właścicieli gruntów, kopalń i przedsiębiorstw przemysłowych, tudzież te spółki wodne, którym należyte utrzymanie wody przynosi korzyść (art. 137, 173, ust. 3).

Rzeczą spółki dla utrzymania wód jest starać się o utrzymanie wolnego odpływu na powierzonym sobie odcinku. Przy zakładaniu spółek przymusowych z art. 173 ust. 1 p. 1 władze wodne winny zwracać baczną uwagę na gospodarcze stosunki na terenie danej wody; spółka bowiem powinna obejmować nie całą wodę (np. całą rzekę), lecz tylko te jej odcinki, które mają wspólnie gospodarcze węzły; wskazanym jest także wedle możliwości granice spółki mieścić w granicach poszczególnych okręgów administracyjnych, a więc powiatów i województw.

Spółka dla utrzymania wód może pociągnąć dotychczas obowiązane do udziału w kosztach utrzymania w wysokości dotychczasowego jego zobowiązania (art. 83 *).

ad p. 4 (art. 77 ust. 1 p. 4).

Utrzymanie wód prywatnych należy do właścicieli tych wód, gdy zaś tych nie można z wszelką pewnością ustalić, do właścicieli gruntów nadbrzeżnych. Także dla tych wód może być w razie potrzeby i zachodzących z art. 173 ust. 1 p. 1 i 5 warunków, utworzona spółka przymusowa.

ad p. 5 i 6 (art. 77 ust. 1 p. 5 i 6).

Utrzymanie sztucznych wód płynących należy do przedsiębiorcy, a więc np. przy młynówkach do właściciela zakładu piętrzącego wodę^{*)}; wód zaś właściciela zakładu piętrzącego wodę²⁾; wód zaś płynących przy urządzeniach, które służą do specjalnego użytkowania wody lub do zabezpieczania dróg, mostów, budynków, kolei, portów i innych zakładów na wodach płynących — do właścicieli tych urządzeń.

§ 4. WYJĄTKI OD ZASAD USTAWOWYCH.

Art. 77 ust. 1 uregulował ściśle obowiązek utrzymania wód, wprowadzając w miejsce dotychczasowej niepewności prawnej (zwłaszcza na tere-

*) Obszerniej o spółkach wodnych patrz: autora „Spółki wodne, prawo materialne i formalne” (Wydawnictwo Ministerstwa Rolnictwa Seria A Nr. 27).

**) Obszerniej o tym — patrz: autora — „Zakłady piętrzące wodę” (Wydawnictwo „Polityki Rolnej” Warszawa r. 1931).

nie b. zaboru rosyjskiego), jasno skryształizowane normy, ustalające do kogo odtąd utrzymanie to ma należeć.

Jednakże od przytoczonych tamże zasad zezwala ustawa na pewne wyjątki, czy to dlatego, że nie wszystkie czynniki, obowiązane do utrzymania w myśl art. 77 ust. 1, są już do podjęcia się tego obowiązku przygotowane i zorganizowane (np. spółki wodne), bądź też z powodu, że obecne a odmienne uregulowanie tego obowiązku uznał ustawodawca — opierając się na dotychczasowych w tym kierunku doświadczeniach — za wystarczające. Jednakże rozmiar obowiązku utrzymania i w tych wyjątkowych wypadkach jest zawsze taki sam, jak u obowiązanych z art. 77 ust. 1 i określa się według postanowień art.: 76, 78 i 79. Zasada ta wypowiedziana jest wyraźnie tylko dla wypadków z art. 82 ust. 1 i 2, nie mniej odnosi się ona do wszystkich innych wyjątkowych wypadków obowiązku utrzymania.

Wyjątki są bądź wyraźnie w ustawie wyliczone, bądź też są w myśl ustawy dopuszczalne.

1. Przejście obowiązku utrzymania na przedsiębiorcę (art. 77 ust. 3, 82 ust. 1 p. 3).

Są to wypadki następujące:

a) Gdy woda płynąca została uregulowana na podstawie planów przez kogo innego, niż przez obowiązanych do jej utrzymania, przedsiębiorca regulacji wstępuje w ich miejsce jako publiczno-prawnie obowiązany do poniesienia tego rozszerzonego obowiązku utrzymania.

Regulację mają obecnie prawo przeprowadzać w myśl art. 102 ust. 1, na wodach żeglownych i granicznych — Państwo, na wodach spławnych i potokach górskich — Państwo, samorządy wojewódzkie i spółki wodne t. j. te same czynniki, do których należy w myśl art. 77 ust. 1 p. 1 i 2 utrzymanie tych wód. A zatem utrzymujący wodę będzie zarazem przedsiębiorcą regulacyjnym i tym samym na nim będzie nadal ciążył, rozszerzony już wskutek regulacji, dotychczasowy obowiązek utrzymania. Jeśli jednak regulację przeprowadza ktoś inny, niż wymienieni w art. 102 ust. 1, np. związek samorządowy wyznaczony do tego ustawą wojewódzką na podstawie art. 102 ust. 2, to w myśl art. 77 ust. 3 na niego przechodzi obowiązek dalszego utrzymania uregulowanej wody. W tym wypadku obowiązany do utrzymania ma uiścić przedsiębiorcy regulacji stosowny datek do kosztów utrzymania brzegów. Natomiast przy wymienionych w art. 77 ust. 1 p. 3 innych wodach publicznych a więc wodach niespławnych, których utrzymanie należy do spółek wodnych, a regulację obok spółek wodnych mają prawo przeprowadzać Państwo lub inne korporacje prawa publicznego, mogą zająć dość częste wypadki zmiany w osobie obowiązane do utrzymania, gdyż w miejsce dotychczas utrzymującego, wchodzi według art. 77 ust. 3 przedsiębiorca regulacji. Dotychczas obowiązany do utrzymania może jednak objąć dalsze utrzymanie na podstawie umowy z przedsiębiorcą, przy czym dla uzyskania publiczno-prawnego charakteru tej umowy potrzeba zgody władzy wodnej.

b) Obowiązek utrzymania przechodzi ustawowo z mocą publiczno-prawną na przedsiębiorcę (w rozumieniu ustawy wodnej), jeśli w pozwoleniu

wodno-prawnym lub innym orzeczeniu władz, nałożono na niego wyraźnie taki obowiązek (art. 82 ust. 1 p. 3). Na czas tego zobowiązania wstępuje przedsiębiorca w miejsce dotychczas w myśl ustawy zobowiązanego. W razie cofnięcia pozwolenia (art.: 63, 64) albo w razie wygaśnięcia terminu, na jaki pozwolenie zostało udzielone, gaśnie także powyższy obowiązek przedsiębiorcy.

2. Wyjątek od zasady utrzymania wody przez spółkę wodną (art. 77 ust. 2).

W myśl art. 77 ust. 1 p. 3 utrzymanie publicznych wód niespławnych należy zasadniczo do spółek wodnych.

Od tej zasady wprowadza jednak ustawa następujący wyjątek:

Do czasu utworzenia spółki wodnej ma być woda utrzymywana przez tych, którzy dotąd byli do tego obowiązani (art. 77 ust. 2). Ustawodawca wyszedł tu ze stanowiska, że dopóki czynnik właściwie powołany do utrzymania, t. j. spółka wodna, będąca związkiem wszystkich odnoszących z utrzymania korzyści, nie będzie utworzona, najkorzystniej jest zostawić nadal utrzymanie w rękach tych czynników, które dotąd były do tego zobowiązane.

3. Utrzymanie nadal w mocy dotychczasowych obowiązków w utrzymaniu (art. 82).

Ustawa utrzymuje w pewnych wypadkach poprzednio istniejące obowiązki utrzymywania wody płynącej i jej brzegów, czyni jednak co do nich tę zmianę, że rozmiar utrzymania normuje na przyszłość tylko według swych przepisów (z art.: 76 i 79), bez względu na to, czy dawny rozmiar utrzymania odpowiadał temu nowowprowadzonemu, czy też nie.

Mianowicie:

a) W wypadkach, gdy Państwo do wejścia w życie ustawy wodnej utrzymywało lub było obowiązane utrzymywać wodę płynącą lub jej brzegi — obowiązek ten pozostaje na nim i nadal (art. 82 ust. 1 p. 1).

b) Obowiązany publiczno-prawnie w chwili wejścia w życie ustawy wodnej do utrzymywania wody płynącej naturalnej lub sztucznej albo jej brzegów z mocy zwyczajów lub specjalnego tytułu — zatrzymuje nadal ten obowiązek (art. 82 ust. 1 p. 2).

Zwyczaj jest pojęciem prawnym, mniej obszernym od prawa zwyczajowego i odnosi się zwykle do jednego tylko interesowanego lub jednego gruntu, pozostających w pewnym stałym stosunku odnośnie do pewnej wody czy drogi. Takie zwyczajowe zobowiązania wytworzyły się zwłaszcza przy zakładach piętrzących wodę. Zwłaszcza właściciele młynów są na mocy zwyczajów zobowiązani utrzymywać wodę w młynówkach lub rzekach na długości cofki. Takie zwyczajowe zobowiązania ciążyą tak długo na przedsiębiorcy, dopóki istnieje spiętrzenie wody, choćby nawet sam zakład przemysłowy został w międzyczasie zlikwidowany. Wytworzeniu takiego zwyczajowego obciążenia nie stoi na przeszkodzie okoliczność, że utrzymywanie wody przez przedsiębiorcę powstało i istniało przede wszystkim w jego własnym interesie. Jako specjalny tytuł mogą być brane pod uwagę tylko tytuły publi-

czno-prawne np. przywilej, przyjęcie na siebie obowiązku utrzymania przez odpowiednie oświadczenie złożone wobec władzy wodnej i t. d.

c) Zakres obowiązku utrzymania wody płynącej i jej brzegów oznacza się w tych wyjątkowych wypadkach według art.: 76, 78 *) i 79 (art. 82 ust. 3).

W pewnych wypadkach może być jednak dotychczasowy zobowiązany pociągnięty do udziału w kosztach utrzymania. Mianowicie:

Jeżeli przy wejściu w życie ustawy wodnej jest kto inny, aniżeli Państwo, obowiązany w sposób publiczno-prawnie wiążący do utrzymywania publicznej wody żeglownej lub granicznej, ma prawo Państwo, na którego obowiązek utrzymania w myśl art. 77 ust. 1 p. 1 przechodzi, pociągnąć go do udziału w kosztach utrzymania w wysokości jego dotychczasowego zobowiązania. Udział ten jest stały i corocznie ma być płacony w tej samej wysokości bez względu na wysokość wydatków, poniesionych na utrzymanie przez obowiązane obecnie w tym kierunku Państwo; nie może jednak przewyższać przeciętnych wydatków bieżących, jakie w ciągu ostatnich 10 lat przed wejściem w życie ustawy wodnej obciążały obowiązane. Może on się uwolnić od obowiązku przez spłatę sumy w wysokości 25-krotnego nakładu (art. 84).

4. Przejęcie obowiązku utrzymania przez korporacje publiczno-prawne (art.: 77 ust. 4, 82 ust. 1 p. 4, ust. 2).

W zasadzie prywatne umowy nie uzyskują publiczno-prawnie wiążącego charakteru przez to, że są zawierane wobec władzy wodnej. Od tej reguły, jak to już wyżej wspomniano, zachodzą jednak wyjątki. Jednym z nich jest przepis art. 77 ust. 4, który postanawia, że za zgodą władzy wodnej i interesowanych może być utrzymanie powierzone gminom i innym korporacjom prawa publicznego (więc: samorządom, spółkom wodnym, związkom wałowym i t. d.; do nich zaliczyć należy także jako pozostające pod publicznym nadzorem związki interesowanych w postępowaniu scaleniowym). Korporacje te, ze względu na swój charakter, dają — zdaniem ustawodawcy — dostateczną gwarancję należytego utrzymania wody. Dość częsty w praktyce będzie zwłaszcza wypadek powierzenia takiego obowiązku przy postępowaniu scaleniowym, w którym to wypadku na ogół członków scalenia lub na gminę przechodzi obowiązek utrzymania wody przez obszar scaleniowy przepływającej.

Bez zgody interesowanych może być powyższy obowiązek przenoszony na podstawie ustawy wojewódzkiej.

5. Utrzymanie spławności (art. 85).

Utrzymanie spławności wód leży w publicznym interesie. Słusznie przeto obowiązek ten nie

*) Nieprzytoczenie tego art-łu w odnośnym miejscu ustawy (art. 82 ust. 3), polega na niedopatrzaniu ustawodawcy. Błąd ten, popełniony także w analogicznym § 126 ustawy wodnej pruskiej — i stamtąd widocznie u nas śladowany — wytknięto w fachowej literaturze niemieckiej.

cięży na obowiązany do utrzymania wody lecz na Państwie, które ma w tym kierunku wydać odpowiednie zarządzenia dla utrzymania spławności. Jeśli jednak przy wejściu w życie ustawy obowiązek utrzymania spławności ciążył na kim innym np. na właścicielach większych obszarów leśnych, to i nadal mają własnym kosztem starać się o utrzymanie spławności, bez względu na to czy obowią-

zek ten miał swe źródło w zwyczaju czy też w specjalnym tytule.

Obowiązany do utrzymania wody płynącej i obowiązany do utrzymania spławności mogą się za zgodą władzy wodnej ugodzić, aby jeden z nich przejął obowiązki drugiego. Ugoda taka ma charakter publiczno-prawnie wiążący.

(dok. nast.).

Inż. Kazimierz Dębski

Z rozważań nad problemem melioracji Polesia¹⁾.

Melioracje prowadzone na Polesiu należą do rzędu najbardziej godnych uwagi robót publicznych. Interesują one przede wszystkim szerokie rzesze rolników, wkraczają jednak także w sferę najżywotniejszych interesów obrony narodowej, komunikacji lądowych i wodnych, rynków zaopatrzenia i zbytu, polityki scaleniowej, osiedleńczej itd.

Dzięki korzyściom, jakich się od nich słusznie oczekuje, mimo braku planu generalnego melioracji — projektowane są i wykonywane na Polesiu liczne roboty o charakterze lokalnym, względnie takie, które idą po linii pewnych określonych elementów gospodarczych np. akcji scaleniowej, żeglugi i innych.

Ponieważ interesy różnych kół, krzyżujące się w płaszczyźnie melioracji nie zawsze się wzajemnie pokrywają, ujawniają się często trudności, wymagające stosowania rozstrzygnięć kompromisowych. W tych warunkach wszelkie poczynania melioracyjne — w szerokim znaczeniu tego pojęcia — mogą być tylko fragmentami całości, wykonywanymi na niezbyt dużą skalę. Powstanie ich przesądza sprawę powstawania fragmentów dalszych, od nich uzależnionych i w wyborze właściwych rozwiązań coraz bardziej skrupowanych. Im więcej takich ułamkowych robót przybywa, tym trudniejszym okazać się może w przyszłości rozwiązanie ich w jeden, szeroko pojęty system melioracyjny. W pewnych warunkach realizacja takiego systemu mogła by być poważnie utrudniona.

Pozostawiając czytelnikowi kwestię oceny słuszności powyższych zastrzeżeń z gospodarczego, względnie hydrotechnicznego punktu widzenia, pragnę w miejscu tym przedstawić niektóre raczej hydrologiczne, dla których dążyć należałoby do tego, by plan generalny melioracji Polesia jak najrychlej został opracowany i następnie w drodze ustawy o d a w c z e j zatwierdzony.

Wśród zagadnień hydrologicznych, z problemem melioracji związanych, wysuwają się na czoło zagadnienia następujące:

¹⁾ Tematem tym zajmowałem się w artykule p. t. „*Niektóre zagadnienia hydrologiczne w problemie melioracji Polesia*”, ogłoszonym w wydawnictwie p. t. „*Jednodniówka Obchodu XX-lecia Koła Inżynierii Wodnej S.P.W. oraz Zjazdu Inżynierów Wodnych Rzeczypospolitej Polskiej, 30—31 stycznia 1937*”. Artykuł ten przez omyłkę ukazał się bez podpisu, co ze względu na jego polemiczne akcenty mogło dać powód do pewnej krytyki. Okoliczność ta skłoniła mnie do skorzystania z gościnnych łamów „*Gospodarki Wodnej*” i do powtórzenia ważniejszych ustępów artykułu ogłoszonego w „*Jednodniówce*”.

- a) zmiana wielkości przepływu rzek na skutek działania urządzeń odwadniających,
- b) zmiana warunków przepływu wód w uregulowanych łozyskach rzek i obwałowanych dolinach,
- c) zapewnienie dróg odpływowych we właściwym czasie i właściwym zakresie,
- d) zmiany klimatyczne na skutek osuszenia większych obszarów.

O ile chodzi o współczesne wielkości odpływu z dorzecza Prypeci, są one już poznane i dla większości rzek poleskich, z dokładnością dla celów praktycznych dostateczną, mogą być wyznaczone²⁾. Sprawa się komplikuje, gdy za przedmiot rozważań przyjmujemy stosunki odpływu, zmienione na skutek działania urządzeń odwadniających na większych obszarach.

Do niedawna odpowiedź na pytanie, następujące się w tej mierze, była utrudniona. Obecnie staje się ona do pewnego stopnia możliwą. Podać mogę wnioski płynące z badań nad stosunkami odpływu na obszarze liczącym 527.1 km², położonym między Szczarą i Jasiołdą i obejmującym zlewnię Kanału Lubiszczyckiego i dwu przyległych rowów melioracyjnych w dorzeczu Hrywdy oraz część zlewni Kanału Kozickiego w dorzeczu Jasiołdy. Na terenie tym znajduje się majątek państwowy *S t a n i e w i c z e* — zawierający obecnie około 18.6 km² użytków rolnych, uzyskanych z osuszenia bagien za pomocą rowów odkrytych.

Badania prowadzone tu w ciągu 4 lat 1932—1935 pozwoliły na sformułowanie następującego równania zależności między wysokością warstwy rocznego odpływu w milimetrach, a stopniem za-

²⁾ T. Z u b r z y c k i. Rzut oka na stosunki odpływu Prypeci. Prace Biura Projektu Melioracji Polesia. Tom II. Zeszyt 1. Brześć n. B. 1933.

T. Z u b r z y c k i. Hydrograficzny régime polskiego Polesia. Przegląd geograficzny. 1—2. 1934. Warszawa.

I n s t y t u t H y d r o g r a f i c z n y. Wyniki pomiarów objętości przepływu wykonanych w dorzeczu Prypeci w latach 1922-1931. Warszawa 1934.

I n s t y t u t H y d r o g r a f i c z n y. Wyniki pomiarów objętości przepływu wykonanych w dorzeczu Prypeci w latach 1932-1935. Warszawa 1936.

Ministerstwo Komunikacji. Państwowa Służba Hydrograficzna w Polsce. Stosunki przepływu Prypeci w profilu Mosty Wolańskie. Warszawa 1933.

I n s t y t u t H y d r o g r a f i c z n y. Charakterystyczne stany wody i objętości przepływu w ważniejszych profilach hydrometrycznych dorzecza Prypeci. Warszawa 1936. W druku, nakładem Ministerstwa Komunikacji.

bagnienia, odpowiadającego stosunkom hydrologicznym dorzecza Hrywdy³⁾.

$$H = 157 + a(0.66 + 3.74 K)$$

W równaniu tym oznacza:

- H — wysokość warstwy odpływu w milimetrach,
 a — procent powierzchni zabagnionej w dorzeczu, przed rozpoczęciem robót melioracyjnych,
 b — procent powierzchni bagien zmeliorowanych, w dorzeczu,
 K — stosunek $b : a$.

Po różniczkowaniu otrzymujemy z tego równania równanie drugie w brzmieniu $\Delta H = 3.74 a \Delta K$.

Jeśli przyjmiemy $\Delta K = \frac{1}{a}$ wówczas $\Delta H = 3.74$ mm. Gdy powierzchnia obszaru zmeliorowanego, wyrażona w procentach obszaru całego, zwiększa się o 1% — wówczas odpływ pierwotny z całego obszaru wzrasta o 3.74 mm.

Oczywiście, że rezultat ten, otrzymany na skutek badań wykonanych w pewnych określonych warunkach geofizycznych, nie może być bez zastrzeżeń przeniesiony na warunki inne. Tym nie mniej jednak świadczy on, że zmiany wielkości odpływu, na skutek pokrycia znacznych obszarów siecią rowów melioracyjnych, będą duże i w obliczeniu przekrojów poprzecznych recypientów nie mogą pozostać bez uwzględnienia.

Warunki pracy odbiorników zmieniają się także na skutek innej przyczyny.

Będzie nią koncentracja przepływu w korytach rzecznych.

Dzisiejsza pojemność koryt rzek poleskich jest nadzwyczaj mała. Widzimy to z zestawienia 1.

ZESTAWIENIE 1.

L. p.	Przekrój		Najwyższy stan wody z lat 1931 i 1932 (cm)	Pojemność koryta	
	rzeka	miejsowość		stan wody (cm)	procent przepływu
1	Stochód	Lubieszów	284	269	10.6
2	Jasiołda	Bereza Kartuska	489	482	11.0
3	Styr	Połonne	492	491	17.0
4	Horyń	Horyń	647	564	21.6
5	Jasiołda	Sienin	370	370	22.0
6	Prypeć	Nyrcza	536	510	24.0
7	Wyżewka	Kukuryki	200	158	23.5
8	Bobryk	Parchońsk	418	412	26.8
9	Turja	Kowel	392	350	28.0
10	Stucz	Sarny	590	572	28.8
11	Jasiołda	Porzeczce	609	608	29.7

³⁾ Instytut Hydrograficzny. Inż. K. Dębski. Stosunki hydrologiczne Hrywdy i Kanału Lubiszczyckiego. Część I. Wyniki badań nad odpływem. Część II. Bilans wodny za czas 1.XI.1931 — 31.X.1935. Warszawa 1936. Rękopis w bibliotece Instytutu Hydrograficznego.

Z równania

$$H = 157 + 0.66 p_1 + 4.4 p_2$$

gdzie oznacza:

p_1 — procent bagien pozostałych po melioracji,

p_2 — procent bagien zmeliorowanych,

po podstawieniu

$$a = p_1 + p_2 \text{ oraz } p_2 = a K$$

Procent przepływu podany w powyższej tabelce oznacza stosunek przepływu w korycie głównym do przepływu całkowitego, przy wskazanych obok stanach wody. Stosunek ten ustalony został na podstawie wyników pomiarów młynkowych, wykonanych przy tychże stanach wody⁴⁾. Są one przeważnie niższe od najwyższych znanych⁵⁾, pochodzących z lat 1931 i 1932. Wynika stąd, że stosunki podane w zestawieniu nie są jeszcze najmniejsze.

Wielkość obecnej pojemności retencyjnej dolin rzecznych na Polesiu uzmysłowia nam następujące wyniki obliczenia przeprowadzonego w odniesieniu do doliny Prypeci na odcinku od Mostów Wolańskich do Nyrczy i doliny Horynia na odcinku od miejscowości teje nazwy po ujście:

ZESTAWIENIE 2.

Przekrój hydrometryczny			Kulminacyjne objętości z kwietnia 1932 r.		
rzeka	km.	miejsowość	data	przepływ m ³ /s	wysokość exundacji cm
Stucz	44.4	Sarny	8.IV	2590	76
Horyń	69.8	Horyń	9.IV	3800	167
Prypeć	25.9	Nyrcza	13.IV (I kulminacja)	2500	87
..	77.5	Mosty Wolańskie	18.IV	1700	133
..	25.9	Nyrcza	20.IV (II kulminacja)	3050	97

W czasie od dnia 8 do 10.IV. retencja doliny Prypeci i Horynia na wskazanych odcinkach pochłonęła 570 milj. m³ wody. Dnia 17.IV. retencja osiągnęła swe maksimum, a mianowicie 692 milj. m³. Oceniając przeciętną wysokość pokrycia terenu zalawowego na 84 cm, znajdujemy stąd przybliżoną wielkość powierzchni zalanej 82500 ha w pasie o szerokości przeciętnej 6.8 km.

Zgodnie z swym celem będzie dążyć melioracja do ograniczenia szerokości pasa zalanego przez koncentrowanie przepływu w uregulowanych łożyskach rzecznych. Wzrosną przez to kulminacyjne objętości fal powodziowych. Przy pewnym układzie programu robót regulacyjnych może ulec zmianie kolejność łączenia się wód dopływów z wodami recypienta. W przytoczonym przykładzie obserwujemy dwie kulminacje Prypeci w Nyrczy. Pierwsza z nich wywołaną była wodami Horynia i Stuczy, druga wodami górnej Prypeci ze Styrem. Wody te znalazły się u ujścia Horynia z opóźnieniem siedmiodniowym. Gdyby nadpłynęły wcześniej, kulminacyjna objętość w Nyrczy mogłaby z tego jedyne-go powodu wzrosnąć o kilkadziesiąt procent.

Wszystkie wyżej omówione zjawiska prowadzić będą w konsekwencji do zwiększenia chyżości w korytach rzecznych.

Z okolicznością tą należy się liczyć zarówno przy projektowaniu przekrojów normalnych rzek

⁴⁾ Porównaj „Wyniki pomiarów objętości przepływu” wyżej cytowane.

⁵⁾ Patrz: Państwowa Służba Hydrograficzna w Polsce. Rocznik hydrograficzny 1932. Dorzecze Dniepru. Warszawa 1936.

jak i przy projektowaniu komunikacji lądowych, w szczególności zaś nowych mostów, jak również przy sprawdzaniu wystarczalności otworów mostów istniejących obecnie. Zwiększone znaczenie chyżości wody spowodują intensywną erozję łóżysk rzecznych i mogą zburzyć istniejącą równowagę dna⁶⁾.

Mielibyśmy do czynienia ze zwiększonym transportem materiału erodowanego, wraz ze wszystkimi ujemnymi następstwami, towarzyszącymi temu zjawisku. Spodziewać należałoby się w tych warunkach powstania wędrownych ławic na odcinkach nieodpowiednio uregulowanych, a zupełnego zdziżenia koryt na odcinkach nieregulowanych, w szczególności zaś koryta Prypeci tuż za granicą Państwa. Tym samym szanse zadowalniającego odwodnienia Polesia w kierunku na Dniepr zostałyby bardzo zmniejszone.

W tym oświetleniu, centralnym punktem zagadnienia staje się zapewnienie sprawnych dróg odpływowych. Siłą rzeczy należy rozważyć możliwość odwodnienia Polesia w kierunku zachodnim na Bug i Wisłę.

Przekonywujące są pod tym względem argumenty prof. Lencwicza, który proponuje wykonanie w tym celu wielkiego osiowego Kanału Poleskiego na obecnej trasie Piny i Kanału Królewskiego po Wygodę, skąd nowym przekopem wprost na Brześć⁷⁾.

Według dokonanych przeze mnie orientacyjnych obliczeń Kanał ten mógłby otrzymać spadek w kierunku zachodnim już od Pińska i prowadziłby obecną trasą Piny i Kanału Królewskiego po Wygodę, stąd przekopem na Kobryń do Muchawca, Muchawcem mniej więcej do miejscowości Rokitnica i dalej przekopem na zachód w kierunku doliny rz. Leśnej pod Klejnikami, skąd już idąc korytem Leśnej połączyłby się z Bugiem pod wsią Kołodno.

Różnica poziomów wody w Pińsku na Pynie i w Kołodnem na Bugu wynosi obecnie około 8.2 m, odległość mierzona wzdłuż projektowanej trasy wynosi około 190 km, spadek jednostkowy na całej trasie 0.043‰. Na wschód od Pińska po ujście Horynia spadek całkowity zwierciadła wody Prypeci wynosi teraz około 7.5 m na długości około 109 km, co czyni 0.069‰.

Obliczając funkcje spadku w formule prof. Matkiewicza znajdujemy: na kanale ziemnym, regularnym i czystym przy $i = 0.043‰$ $f(i) = 0.264$, na rzece przy $i = 0.069‰$, $f(i) = 0.300$.

Przy jednakowych wymiarach przekroju poprzecznego chyżości byłyby do siebie zbliżone.

Głębokość przekopu na obecnym stanowisku szczytowym Kanału Królewskiego, wyniosłaby około 13 m. Przyjmując dla orientacji przeciętną na całej trasie głębokość wykopu na 6.5 m, szerokość na 100 m, otrzymujemy przy długości 190 km ku-

baturę wykopu około 124 milj. m³. Przy cenie jednostkowej⁸⁾ 0.5 zł/m³ otrzymujemy koszt robót ziemnych 62 milj. złotych, czyli 326 tys. zł. na 1 km kanału. Kanał mógłby być zrealizowany stopniowo, poczynając od Bugu w górę, przy rocznej dotacji około 4 milj. zł. w ciągu 15 lat.

Pozostaje do rozważenia, jaka część powierzchni dorzecza Prypeci włączona zostałaby za pomocą tego kanału do dorzecza Wisły i jakim by to odpowiadało objętościom przepływu.

Powierzchnia dorzecza Prypeci na granicy Państwa liczy 68669.55 km². Powierzchnia dorzecza tej rzeki w Pińsku wraz z całą powierzchnią dorzecza Styru liczy 26.186.28 km², czyli 38.2% pierwszej.

Włączając w orbitę wpływu Kanału osiowego również rzekę Jasiołdę uzyskalibyśmy dla tegoż kanału zlewnię o powierzchni 31.967.92 km², czyli 46.6% całkowitej powierzchni dorzecza Prypeci na wschodniej granicy Państwa.

Korzyści gospodarcze płynące z możliwości prowadzenia wody w dwu różnych kierunkach nie wymagają specjalnych komentarzy.

W zestawieniu 3 wymieniono objętości przepływu przy zwyczajnym stanie wody w poszczególnych przekrojach trasy kanału osiowego i Prypeci według stosunków istniejących obecnie⁹⁾ i według zmian rozważanych, narazie bez udziału Jasiołdy.

ZESTAWIENIE 3.

Rzeka	Przekrój	Obecny		Rozważany, nowy		Stosunek przepływu nowego do obecnego
		kierunek odpływu	przepływ m ³ /s	kierunek odpływu	przepływ m ³ /s	
Wisła	Modlin	na zachód	605.0	na zachód	659	1.09
Bug	Nowy Dwór	..	310.0	..	364	1.17
..	Wyszków	..	120.0	..	174	1.45
..	Kołodno	..	75.0	..	129	1.72
Leśna	Katenborg	..	8.3	..	62.3	7.5
Muchawiec	Kobryń	..	6.4	..	60.4	9.4
Pina	Pińsk	na wschód	11.7	..	42.3	—
Prypec	Pińsk	..	54.0	..	0.0	—
..	Kaczanowice (z Jasiołdą)	..	71.5	na wschód	17.3	0.24
..	Mosty Wolańskie	..	97.4	..	43.2	0.44
..	Nyrcza	..	224.0	..	170.0	0.76

⁸⁾ Przy użyciu nowoczesnych maszyn o dużej wydajności koszt właściwych robót ziemnych mógłby być obniżony do normy 32 gr/m³ a nawet 13,9 gr/m³ (bez kosztów amortyzacji i oprocentowania kapitału inwestycyjnego). Porównaj: S. Krieger. Kilka uwag o nowoczesnym ekskawatorze. Gospodarka Wodna. 5. 1936. Warszawa.

⁹⁾ Z niepublikowanych prac inż. O t t o n a F a u s t a i autora, opartych o materiały źródłowe Instytutu Hydrograficznego.

⁶⁾ Porównaj także: W. S o b o l e w s k i. Pomiar inżynierskie i ich wyniki oraz znaczenie dla zagospodarowania Polesia. Postępy prac przy melioracji Polesia. Brześć n. B. 1933. Strona 107.

⁷⁾ S t a n i s ł a w L e n c w i c z. Naturalne tendencje odwodnienia Polesia a zagadnienie melioracji. Wydawnictwo: Postępy prac przy melioracji Polesia. Brześć n. B. 1933.

W następnym zestawieniu podano objętość wielkiej wody dorocznej¹⁰⁾.

ZESTAWIENIE 4.

Rzeka	Przekrój	Obecny		Rozważany, nowy		Stosunek przepływu nowego do obecnego
		kierunek odpływu	przepływ m ³ /s	kierunek odpływu	przepływ m ³ /s	
Wisła	Płock	na zachód	4120.0	na zachód	4494	1.09
Bug	Zęgrze	..	975.0	..	1349	1.38
..	Wyszków	..	642.0	..	1016	1.61
..	Tonkiele	..	552.0	..	926	1.68
Leśna	Katenborg	..	116.0	..	490	4.22
Muchawiec	Kobryń	..	56.0	..	430	7.7
Pina	Kuzieliczyn	na wschód	76.0	..	298	
Prypec	Pińsk ¹¹⁾	..	(374.0)	..	0	
..	Mosty Wolańskie	..	712.0	na wschód	338	0.48
..	Nyrcza	..	1220.0	..	846	0.69

Ponieważ współczesność pojawiania się wysokich lub niskich stanów wody na Prypeci, Bugu i Wiśle zdarza się tylko wyjątkowo, przeto możliwość kierowania odpływu ze znacznej części Polesia w dowolnym kierunku stworzyłaby idealną podstawę wyrównania odpływu i przez to przyczyniłaby się niewątpliwie do podniesienia stanu żeglowności tych rzek. Ułatwiłoby to konserwację budowli regulacyjnych i zmniejszyłoby koszt utrzymania szlaków wodnych.

Ostatnim z kolei, ważnym czynnikiem hydrologicznym, z którym się liczyć należy przy robotach melioracyjnych na Polesiu, jest obserwowany obecnie niedobór wody użytkowej w pewnych okolicach kraju. Z wielu stron wysuwana jest obawa, że niedobór ten się zwiększy na skutek działania urządzeń odwadniających.

Projekt generalny winien przewidzieć możliwość magazynowania pewnych ilości wody na cele nawodnienia tych terenów, którym groziłaby posucha¹²⁾. Obawę tę należy uważać za zupełnie uzasadnioną. Osuszenie większych obszarów spowodzi za sobą zmniejszenie sumy opadów. *Caeteris paribus* opady okazały się następującą funkcją zabagnienia w dorzeczu Hrywdy:

$$P = 540 + 1.34 p$$

¹⁰⁾ K. Dębski. Zwyczajne roczne maxima odpływu rzek polskich. Warszawa 1934.

¹¹⁾ Przyjęto, że w Pińsku płynie Prypecią ¼ część wody Styru, reszta t. j. ¾ odpływałaby Starym Styrem w kierunku wsi Bereźce nad Prypecią.

¹²⁾ R. Rostowski. Bilans odpływu poleskiego z dorzecza Jasioldy w Porzeczcu. Posiedzenia naukowe Państwowego Instytutu Geologicznego. Warszawa 1932. Nr. 33.

Oznacza tu:

P — roczną wysokość opadów mm ,

p — procent bagien w dorzeczu.

Polesie posiada 56 000 km^2 powierzchni w czym 16.000 km^2 błot. W tych warunkach $p = 28.6\%$. Z równania powyższego obliczamy: przy $p = 28.6$, $P = 578.4 mm$; natomiast przy $p = 0.0$, $P = 540.0 mm$, oczywiście z zastrzeżeniami analogicznymi do tych, które wypowiedziane zostały o odpływie jako funkcji zabagnienia.

Po osuszeniu bagien można oczekiwać zmniejszenia rocznej sumy opadu w przybliżeniu o 38.4 mm . Zmniejszenie to dotyczyć może niemal wyłącznie opadów okresu wegetacyjnego.

W dorzeczu Prypeci po profil Mosty Wolańskie w ciągu 5 miesięcy półrocza letniego od czerwca do października przeciętna suma opadów wynosiła¹³⁾ 328.2 mm , w dziesięcioleciu 1923—1932. Po osuszeniu bagien zmniejszyłaby się ona do wielkości 289.8 mm , czyli o 11.7%.

W ciągu 13 lat 1923—1935 mniejsze sumy opadów 5-ciu miesięcy półrocza letniego (VI—X) zdarzyły się tylko 3 razy, jak wskazano poniżej:

Rok	Opad w ciągu 5 miesięcy półrocza letniego VI—X mm	Różnica w stosunku do opadu 289.8 mm
1924	289.5	0.3
1928	229.8	60.0
1929	287.7	2.1

Jak niedostateczne okazały się opady z r. 1928, widać z następującego zestawienia zasobów retencji gruntowej (brutto) w tym roku, w dorzeczu Prypeci, po profil Mosty Wolańskie.

Data	Przeciętna wysokość warstwy retencji brutto R_1 mm	Wysokość warstwy retencji brutto w r. 1928 R_2 mm	Różnice $R_2 - R_1$ mm
31.V	212.1	257.0	+ 44.9
30.VI	210.6	233.0	+ 22.4
31.VII	195.2	174.0	- 21.2
31.VIII	206.1	169.0	- 37.1
30.IX	221.8	175.0	- 46.8
31.X	237.5	184.0	- 53.5

Od dnia 31 maja do 31 października retencja zmniejszyła się w r. 1928 o 73.0 mm , gdy normalnie wzrasta ona w tym czasie o 25.4 mm . Niedobór wilgotności wynosiłby około 98.4 mm . W tym oświetleniu obawa pojawienia się posuchy na Polesiu zyskuje na wyrazistości.

Niebezpieczeństwo może leżeć z jednej strony w niedostatecznym zraszaniu gleby wodami opado-

¹³⁾ Inż. K. Dębski. Zwyczajne roczne maxima odcji w dorzeczu Prypeci. Udział Centralnego Biura Hydrograficznego w pracach Sekcji Hydrologii Naukowej Międzynarodowej Unii Geodezyjno-Geofizycznej. Warszawa 1934.

wymi, z drugiej strony w wyczerpywaniu zasobów wód gruntowych i szkodliwym obniżeniu poziomu wody w studniach.

Badaniami, przeprowadzonymi przy innej sposobności¹⁴⁾, udało się określić przeciętną pojemność retencyjną gruntów w różnych dorzeczeniach typu Poleskiego, dla wody pozostającej pod wpływem sił ciężkości.

Pojemność ta, wyrażona w procentach wysokości warstwy gruntu, znajdującej się w strefie wahań poziomów wody gruntowej jest następująca:

w dorzeczu Wyżewki po Kukuryki	5.65%
w dorzeczu Prypeci po Mosty Wolańskie	8.00%
w dorzeczu Leśnej po Katenborg	8.89%
w dorzeczu Kanału Lubiszczyckiego	14.81%

Niedobór retencji 98.4 mm, jak w lecie 1928 r., spowodowałby przeciętne obniżenie poziomu wody w studniach na terenach bagnistych około 70 cm, na-

tomiasz na pozostałych terenach Poleskich około 120—180 cm. Tak duże obniżenie byłoby już szkodliwe dla wielu roślin.

Formułując wnioski płynące z całości kształtu powyższych rozważań stwierdzamy:

a) że melioracja Polesia nie jest zadaniem łatwym i wymaga daleko idącego uzgodnienia wielu częstokroć sprzecznych interesów oraz uwzględnienia nie tylko stosunków obecnych, lecz również stosunków zmienionych, na skutek przeprowadzonych robót,

b) że nastroczające się trudności mogą być rozwiązane wyłącznie przez opracowanie głęboko przemyślanego planu generalnego melioracji na terenie całego Polesia, z uwzględnieniem całości kształtu w grę wchodzących czynników, uzupełnionego konkretnym planem realizacji w ciągu określonego okresu czasu i zatwierdzonego w drodze ustawodawczej.

Doc. dr. K. Wóycicki

Wyznaczenie przepływu na podstawie głębokości strumienia wody na krawędzi rynien.

Z zagadnieniem głębokości wody na krawędzi rynien, przy swobodnym wypływie strumienia, spotkałem się, opracowując metody pomiarów przepływu do III tomu Hydrologii¹⁾. Dla sprawdzenia przyjęć, które posłużyły do ustalenia zależności pomiędzy głębokością w przekroju końcowym rynny i objętością przepływu, zrobiono w Laboratorium Wodnym Politechniki Warszawskiej szereg badań²⁾. Stwierdziły one ścisłą zależność pomiędzy głębokością przepływu wody w przekroju końcowym i głębokością charakterystyczną przepływu. Rezultaty rozważań oraz badań podaję poniżej.

Istnieją metody określenia przepływu wody, opierające się na znanej zależności między głębokością krytyczną i przepływem. Metody, które mogą być zastosowane przy przelewach o szerokiej koronie lub w tak zwanych korytach Venturi³⁾, polegające na pomiarze głębokości wody przed przelewem względnie zwężeniem i będącej w pewnym stosunku do głębokości krytycznej. Przyjęcie za miejsce powstawania głębokości krytycznej przekroju końcowego przelewu (o szerokiej koronie), jak wykazują doświadczenia, nie jest słuszne, więc nie jesteśmy w stanie bezpośrednio zmierzyć głębokości krytycznej, z uwagi na nieznaną dokład-

nego miejsca jej powstawania. Głębokości ustalające się na krawędzi są znacznie mniejsze niż krytyczne. Ponieważ w wielu wypadkach praktyki możemy mierzyć głębokości wody na krawędzi rynien (np. swobodnego wylotu rury) nie mogąc sięgnąć dalej, o ile więc istniałaby pewna stała zależność między głębokością swobodnego przepływu wody na takich krawędziach i charakterystyczną wartością dla danego przepływu wody, jaką jest głębokość krytyczna, to z tak prostego pomiaru możnaby określić badany przepływ. Mielibyśmy więc, dającą się w niektórych wypadkach praktyki zastosować, nową dość prostą metodę pomiaru przepływu wody.

Rozważania doprowadzają nas do wniosku, że musi istnieć pewna stała zależność między głębokością krytyczną danego przepływu wody i głębokością na krawędzi rynny. Do zależności tej dojdziemy rozpatrując dwa przekroje przepływu, — przekrój w którym powstaje głębokość krytyczna, o położeniu bliżej nie ustalonym, oraz ściśle określony przekrój końcowy, — stosując dla tak obranych przekroi zasadę równości sumy ilości ruchu i parcia hydrostatycznego. Przy czym w przekroju końcowym, w którym struga wody wypływa swobodnie w powietrze, przyjmujemy parcie hydrostatyczne, jako równe zeru.

Zależnie od kształtu rynny, prowadzącej wodę, związki między głębokością krytyczną h_k i głębokością na krawędzi h_0 ułożą się odrębnie. Rozpatrzmy kolejno trzy charakterystyczne przekroje: prostokątny, trójkątny oraz kołowy.

1. Przekrój prostokątny.

Oznaczenia:

q — przepływ m^3 /sek na jednostkę szerokości przekroju,

v_k — prędkość m /sek w przekroju o głębokości krytycznej,

h_k — głębokość krytyczna w m ,

¹⁴⁾ K. Dębski. Poziom wód gruntowych jako wskaźnik retencji na obszarze Polesia. Wiadomości Służby Hydrograficznej. Zeszyt 4. Warszawa 1936.

Idem. Wyniki badań nad odpływem, opadem i retencją w dorzeczu Wyżewki. Instytut Hydrograficzny Warszawa 1936. Rękopis w bibliotece Instytutu Hydrograficznego.

Idem. Wyniki badań nad odpływem, opadem i retencją w dorzeczu Leśnej. Instytut Hydrograficzny, Warszawa 1936. Rękopis j. w.

¹⁾ Prof. Dr. K. Pomianowski. Prof. M. Rybczyński. Doc. Dr. K. Wóycicki. Hydrologia tom III — w rękopisie.

²⁾ Za przeprowadzenie odpowiednich pomiarów składam podziękowanie st. asystentowi inż. St. Kietlińskiemu.

³⁾ Doc. Dr. K. Wóycicki. Pomiar przepływu przy pomocy zmiany ruchu wody. Przegląd Melioracyjny. 1936, str. 132.

v_0 — prędkość m/sek w przekroju końcowym,
 h_0 — głębokość w przekroju końcowym,
 γ — ciężar właściwy wody,
 g — przyspieszenie ziemskie.

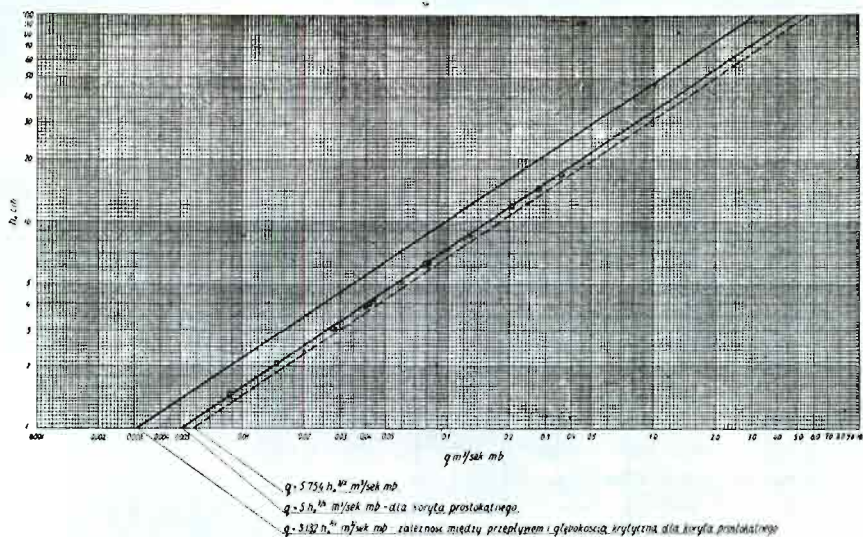
Stosownie do przyjęcia

$$\gamma \cdot \frac{q}{g} \cdot v_k + \gamma \cdot \frac{h_k^2}{2} = \gamma \cdot \frac{q}{g} \cdot v_0 \quad (1)$$

podstawiając $v_0 = \frac{q}{h_0}$; $v_k = \frac{q}{h_k}$ przekształcimy

wzór (1) na $\frac{q^2}{g \cdot h_k} + \frac{h_k^2}{2} = \frac{q^2}{g h_0}$, wiedząc, że $h_k =$

$\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ dochodzimy dalej do równania $\frac{h_k^3}{h_k} + \frac{h_k^2}{2} =$
 $= \frac{h_k^3}{h_0}$, a stąd do zależności



Rys. 1.

$$\frac{3}{2} h_0 = h_k \text{ względnie } h_0 = \frac{2}{3} h_k \quad (2)$$

O ile więc tylko nasze założenie zerowej wartości parcia hydrostatycznego w przekroju końcowym jest słuszne, istnieje ścisła i bardzo prosta zależność pomiędzy głębokością wody na krawędzi rynny, oraz głębokością krytyczną⁴⁾.

Wzór na przepływ wody, uzależniający go od głębokości h_0 na krawędzi wyglądałby następująco:

$$q = \sqrt{h_k^3 g} = \sqrt{\left(\frac{3}{2} h_0\right)^3 g} = h_0^{3/2} \sqrt{\frac{27g}{8}}$$

względnie

$$q = 5,754 \cdot h_0^{3/2} \quad (3)$$

Zależność ta daje nam w podziałce logarytmicznej (rys. 1) prostą.

⁴⁾ Zależność wyprowadzono dla rynny o dnie poziomym oraz przy nieuwzględnianiu strat na odcinku pomiędzy przekrojem głębokości krytycznej i końcowym.

2. Przekrój trójkątny.

Oznaczenia:

Q — przepływ m³/sek,
 A — pole przepływu m²,
 v_k, v_0, h_k, h_0 — jak poprzednio.
 pozostałe oznaczenia wyjaśnia rys. 2.

Znajdziemy przede wszystkim jak się wyrażą ogólnie zależności dla głębokości krytycznej w przewodach o niejednostajnej głębokości przekroju.

Jeśli określimy wysokość linii energii jako

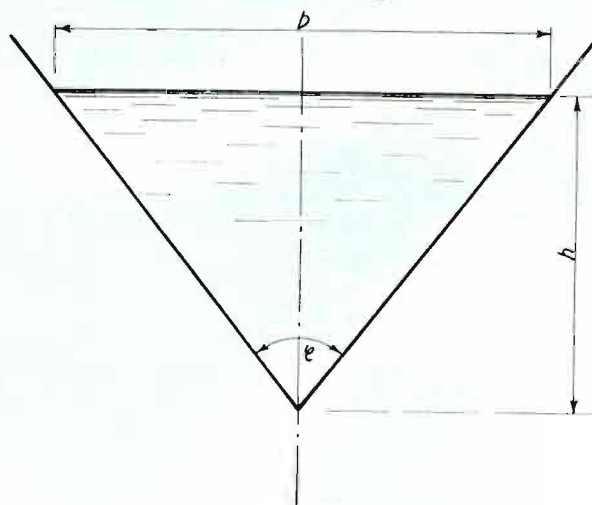
$H = h + \frac{v^2}{2g}$ i przekształcimy powyższe wyrażenie

na $H = h + \frac{Q^2}{2gA^2}$, to dla przekroju z głębokością krytyczną

trzymamy $\frac{dH}{dh} = \frac{d}{dh} \left(h + \frac{Q^2}{2gA^2} \right) =$
 $= 0, \text{ t. j. } 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \cdot \frac{dA}{dh} = 0, \text{ lub } \frac{dA}{dh} = \frac{gA^3}{Q^2} = \frac{gA}{v_k^2}.$

Uwzględniając zaś, że $dA = b \cdot dh$, dochodzimy do zależności dla profilu o głębokości krytycznej w postaci:

$$A = 2 \cdot b \cdot \frac{v_k^2}{2g} \quad (4)$$



Rys. 2.

Stosując (4) do przekroju trójkątnego, otrzymamy

$$\frac{1}{2} b \cdot h_k = 2 \frac{v_k^2}{2g} \cdot b \text{ względnie } h_k = \frac{2 v_k^2}{g} \quad (5)$$

Dalej wobec

$$v_k = \frac{Q}{h_k^2 \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}}$$

będzie

$$h_k = \sqrt[5]{\frac{2 Q^2}{g \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{\varphi}{2}}} \quad (\text{przy } \varphi = 90^\circ h_k = \sqrt[5]{\frac{2 Q^2}{g}}) \quad (6)$$

Zasada przyjęta za podstawę do rozważań daje nam

$$\gamma \frac{Q}{g} \cdot v_k + \frac{1}{3} \gamma \cdot h_k^3 \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} = \gamma \frac{Q}{g} \cdot v_0 \quad (7)$$

Przekształcając (7), otrzymujemy stopniowo

$$\frac{Q^2}{g h_k^2 \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}} + \frac{h_k^3}{3} = \frac{Q^2}{g h_0^2 \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}}$$

t. j.

$$Q = 4,189 h_0^{3/2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} \quad (9)$$

Da nam to w podziałce logarytmicznej zależność prostoliniową.

Przy wartości kąta $\varphi = 90^\circ$ wzór upraszcza się do kształtu

$$Q = 4,189 h^{3/2} \quad (\text{rys. 3})$$

3. Przekrój kołowy.

W wypadku tego przekroju zależności są bardziej skomplikowane.

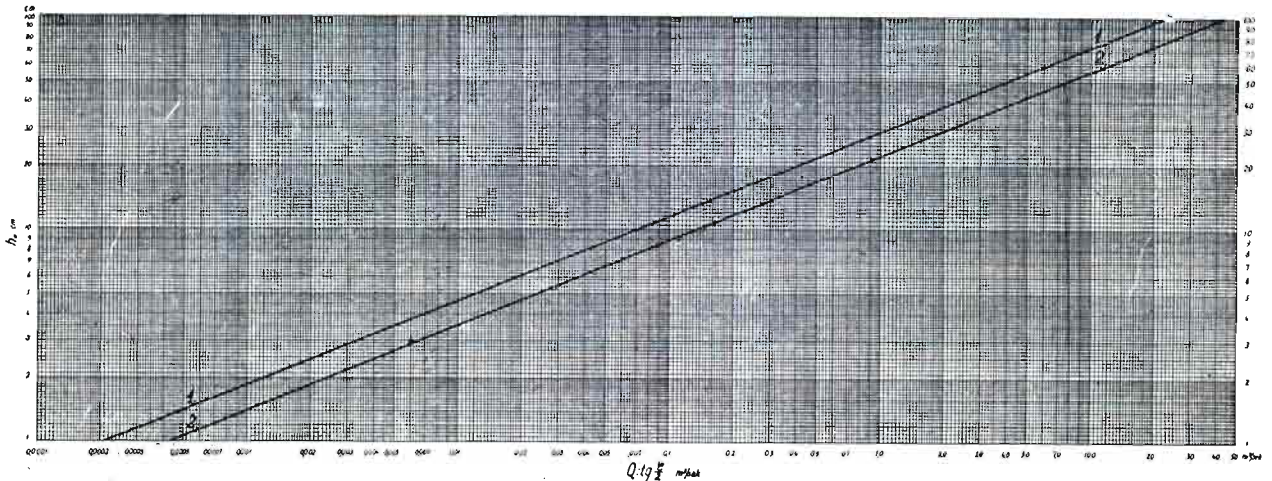
Przy oznaczeniach jak na rys 4 mamy:

$$h = r \left(1 - \operatorname{Cos} \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$b = 2 r \cdot \operatorname{Sin} \frac{\varphi}{2}$$

$$A = \frac{1}{2} r^2 \left(\frac{\varphi \pi}{180} - \operatorname{Sin} \varphi \right)$$

$$v = \frac{2 Q}{r^2 \left(\frac{\varphi \pi}{180} - \operatorname{Sin} \varphi \right)}$$



1. $Q = 2,215 h_k^3 \text{ m}^3/\text{sek}$ - zależność między przepływem i głębokością krytyczną dla koryta trójkątnego o kącie wierzchołkowym $\varphi = 90^\circ$
2. $Q = 4,2 h_k^3$ --- dla koryta trójkątnego o kącie wierzchołkowym $\varphi = 90^\circ$

Rys. 3.

następnie

$$\frac{h_k^5}{2 h_0^2} = \frac{h_k^5}{2 h_k^2} + \frac{h_k^3}{3}$$

dalej

$$h_k^2 = \frac{5}{3} h_0^2$$

i ostatecznie

$$h_0 \approx 0,775 h_k \quad (8)$$

Wobec (8) wzór na przepływ wody przyjmie postać następującą:

$$Q = \sqrt{\frac{h_k^5}{2} g \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{\varphi}{2}} = \sqrt{\left(\frac{h_0}{0,775} \right)^5 \frac{g \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{\varphi}{2}}{2}}$$

a więc dla przekroju o głębokości krytycznej, względnie kąta φ_k krytycznego napełnienia, możemy napisać:

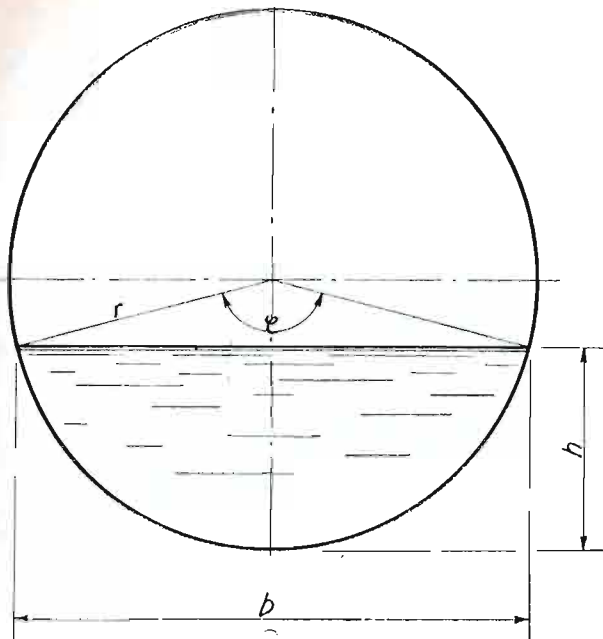
$$\frac{1}{2} r^2 \left(\frac{\varphi_k \pi}{180} - \operatorname{Sin} \varphi_k \right) = 2 \frac{v_k^2}{2g} \cdot b = \frac{v_k^2}{g} \cdot 2r \operatorname{Sin} \frac{\varphi_k}{2} \quad (10)$$

i dalej

$$\frac{1}{2} \left(\frac{\varphi_k \pi}{180} - \operatorname{Sin} \varphi_k \right) = \frac{4 Q^2}{r^4 \left(\frac{\varphi_k \pi}{180} - \operatorname{Sin} \varphi_k \right)^2} \cdot 2 \operatorname{Sin} \frac{\varphi_k}{2}$$

stąd zaś otrzymamy

$$Q = 0,25 r^{3/2} \sqrt{\frac{g \left(\frac{\varphi_k \pi}{180} - \operatorname{Sin} \varphi_k \right)^3}{\operatorname{Sin} \frac{\varphi_k}{2}}} \quad (11)$$



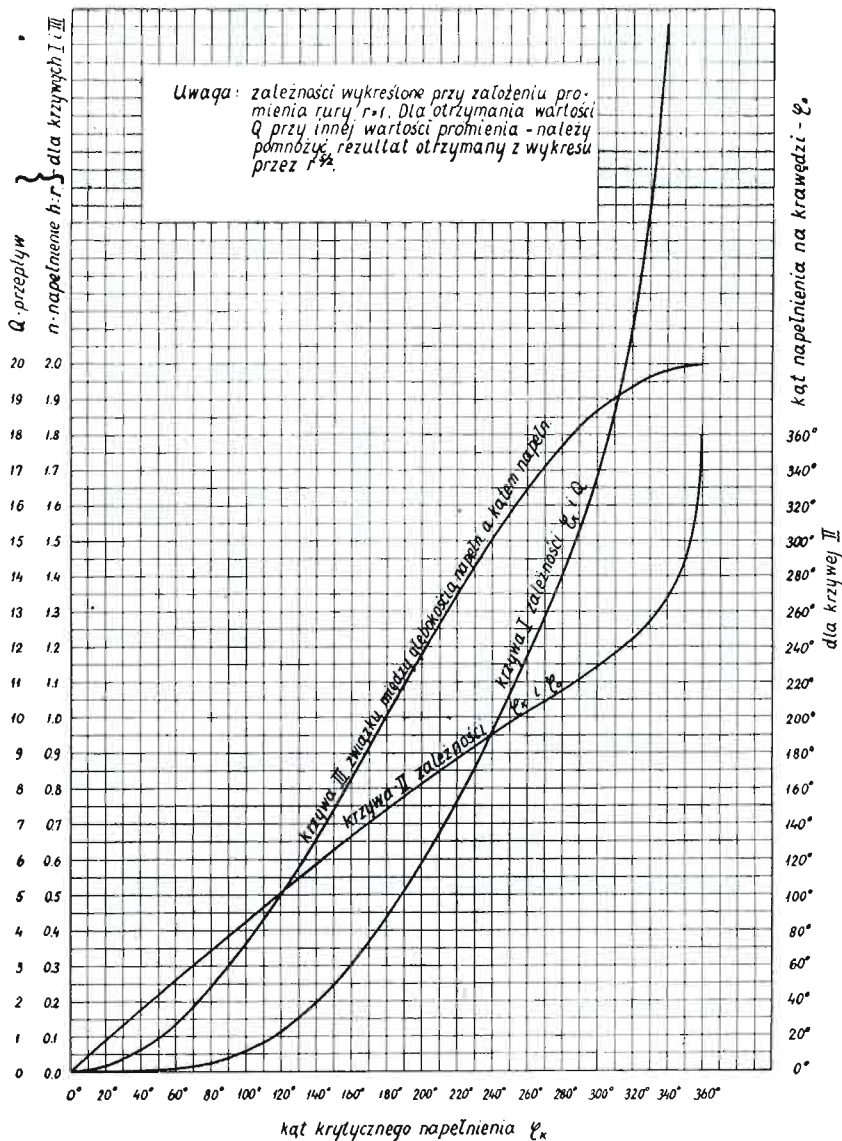
Rys. 4.

Zależność (11) pomiędzy przepływem, promieniem przekroju i kątem krytycznego napełnienia można wyrazić wykreślnie w postaci krzywej I (rys. 5), obliczywszy dla różnych kątów krytycznego napełnienia φ_k przepływ wody, przy przyjęciu promienia r równego jednostce. Dla innych wielkości promienia, wartości podziałki pionowej (Q) zmieniają się $r^{3/2}$ razy.

Po zastosowaniu jak poprzednio równości parcia hydrostatycznego i ilości ruchu wody otrzymujemy:

$$\gamma \frac{Q}{g} \cdot v_k + \gamma \frac{1}{3} \left\{ r \cdot \sin \frac{\varphi_k}{2} \left(3r^2 - r^2 \cdot \sin^2 \frac{\varphi_k}{2} \right) + 3r^2 \left(r - r \cos \frac{\varphi_k}{2} + r \right) \frac{\varphi_k \pi}{360} \right\} = \gamma \frac{Q}{g} \cdot v_0 \quad (12)$$

następnie zaś po odpowiednim podstawieniu



Rys. 5.

$$\frac{2 Q^2}{g r^2 \left(\frac{\varphi_0 \pi}{180} - \sin \varphi_0 \right)} = \frac{2 Q^2}{g r^2 \left(\frac{\varphi_k \pi}{180} - \sin \varphi_k \right)} +$$

$$+ \frac{r^3}{3} \left\{ 3 \sin \frac{\varphi_k}{2} - \sin^3 \frac{\varphi_k}{2} - \cos \frac{\varphi_k}{2} \cdot \frac{\varphi_k \pi}{120} \right\}$$

Przekształcając dalej i uwzględniając (11) znajdujemy

$$\frac{\frac{\varphi_0 \pi}{180} - \sin \varphi_0}{1} = \frac{1}{\left(\frac{\varphi_k \pi}{180} - \sin \varphi_k \right)} +$$

$$+ \frac{\sin \frac{\varphi_k}{2}}{0,375 \left(\frac{\varphi_k \pi}{180} - \sin \varphi_k \right)^3} \left\{ 3 \sin \frac{\varphi_k}{2} - \sin^3 \frac{\varphi_k}{2} - \cos \frac{\varphi_k}{2} \cdot \frac{\varphi_k \pi}{120} \right\}$$

(13)

funkcję uwikłaną, która da się jednak wyrazić wykreślnie w postaci krzywej II (rys. 5).

Widzimy, że dla przekroju kołowego zależności między charakterystycznymi wartościami kątów lub głębokości nie wyrażają się tak prosto jak to otrzymaliśmy dla przekroju poprzednich, jednak posiłkując się krzywymi, podanymi na rys. 5 można sobie rachunek bardzo ułatwić.

Ponieważ mierzymy zawsze głębokość, a nie kąt napełnienia — pomiar którego sprawiłby dużą trudność — podaję na rys. 5 krzywą III, która ma służyć dla określenia kąta napełnienia ze zmierzonej głębokości. Krzywa jest oczywiście również podana dla promienia równego jednostce. Znając stosunek zmierzonej głębokości do promienia $h:r$, mamy wartość dla podziałki pionowej, co pozwala nam odczytać na krzywej kąt napełnienia φ .

Aby określić przepływ wody ze zmierzonej głębokości w przekroju końcowym, określamy przede wszystkim kąt φ_0 , posiłkując się krzywą III. Następnie z krzywej II odczytujemy dla φ_0 (podziałka pionowa) odpowiedni kąt φ_k (podziałka pozioma) i prowadząc z ostatnio otrzymanego punktu na krzywej II, pionową do przecięcia się z krzywą I, otrzymamy wartość przepływu Q_1 (podziałka pionowa), sprowadzonego do promienia jednostkowego. Wartość rzeczywistą przepływu wyliczymy, mnożąc Q_1 przez $r^{3/2}$.

Dla sprawdzenia słuszności założeń przeprowadzono w Laboratorium Wodnym Politechniki Warszawskiej szereg doświadczeń.

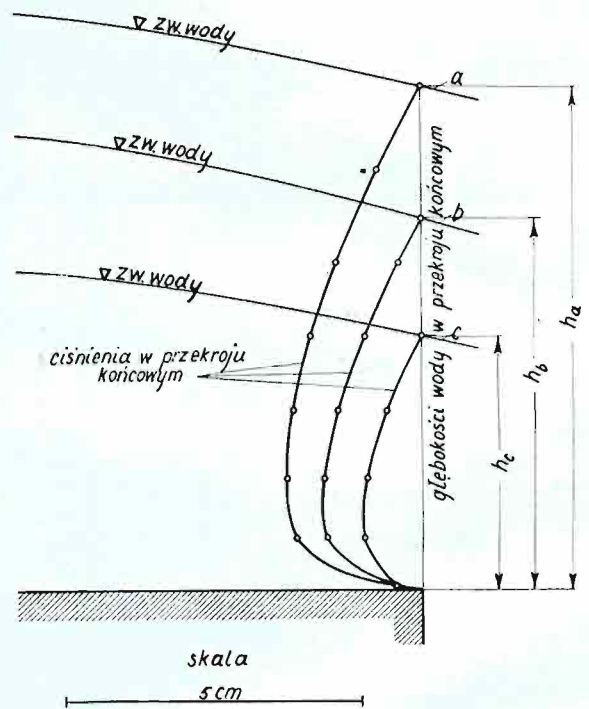
Rezultaty badań dowodzą, że głębokości w przekroju przelewowym nie potwierdzają całko-

wicie przyjętej zasady. W przekroju końcowym istnieje jednak pewna wypadkowa parcia hydrostatycznego. Parcie w tym przekroju, jak stwierdziły doświadczenia Rouse'a⁵⁾ i Schwarzmanna'a⁶⁾, rozkłada się według krzywej (rys. 6) przy wartości jego zerowej u powierzchni dolnej i górnej strugi, oraz pewnej jego maksymalnej wartości na mniej więcej 1/4 głębokości od dna. Skutkuje to w ten sposób, że głębokości na krawędzi są nieco większe od wyliczonych przy założonym zerowym parciu hydrostatycznym w całym przekroju. Jak stwierdzono doświadczalnie, im grubsza struga wody wpływającej w powietrze, tym bardziej daje się od-

$$Q_a = 125 \text{ l/sek/mb.}$$

$$Q_b = 81,19 \text{ "}$$

$$Q_c = 44,19 \text{ "}$$

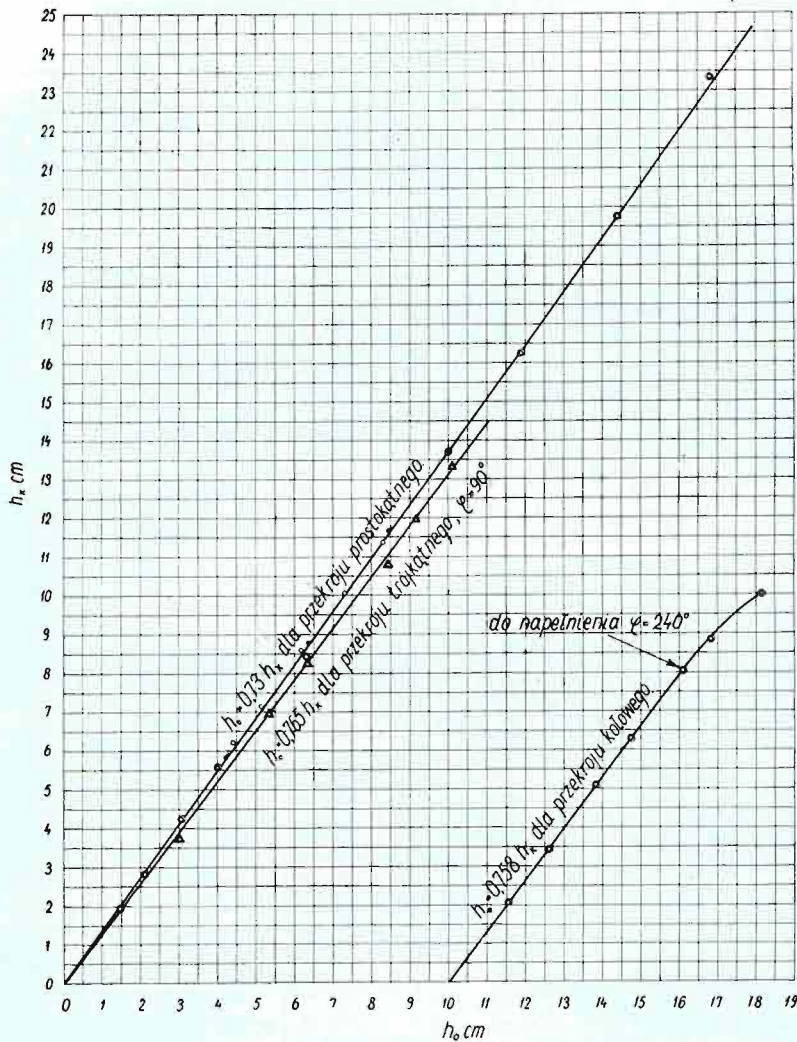


Rys. 6.

czuć wpływ istniejącego w końcowym przekroju parcia. Z tego też względu zasadniczo największe odchyłki w obliczeniach otrzymamy, posiłkując się wzorami poprzednimi dla przekroju prostokątnego, mniejsze dla kołowego, najmniejsze dla przekroju trójkątnego i w tym ostatnim wypadku coraz mniejsze, przy zmniejszającym się kącie wierzchołkowym.

⁵⁾ H. Rouse. Verteilungen der hydraulischen Energie bei einem lotrechten Absturz. Berlin 1933.

⁶⁾ H. Schwarzmann. Die Abflussscheinungen und Druckverhältnisse an Klappenwehren. Berlin 1934.



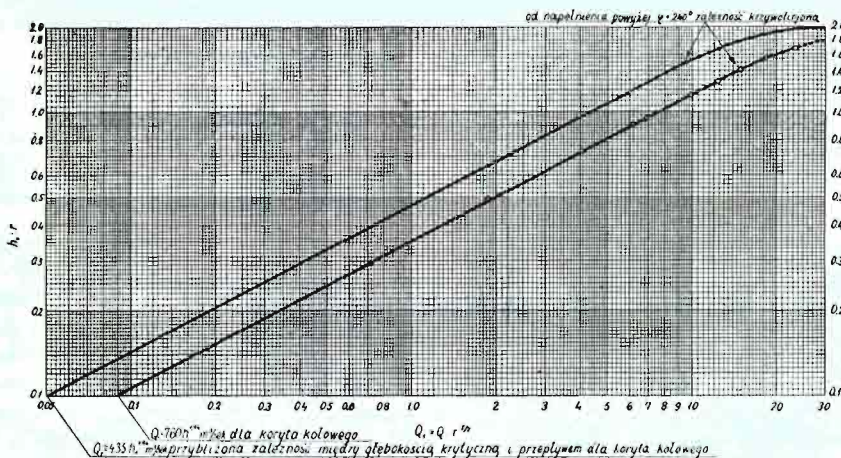
Rys. 7.

Zależności h_0 od h_k są naogół dość bliskie obliczonych wzorami (2), (8) i (13). Obserwacje, nanesione w układzie współrzędnych prostokątnych (rys. 7), wykazują ich zależność liniową, układającą się w sposób następujący:

przekrój prostokątny $h_0 = 0,730 h_k$ (14)

trójkątny $h_0 = 0,765 h_k$ ⁷⁾ (15)

kołowy $h_0 = 0,758 h_k$ ⁸⁾ (16)



Rys. 8.

⁷⁾ Mniejsza wartość zmierzona h_0 ($0.765 h_k$) od obliczonej ($0.775 h_k$) jest spowodowana tym, że mierzono wartość h_0 w wierzchołku kąta. Wobec wyraźnej wklęsłości zwierciadła wody wartość ta jest nieco mniejsza od średniego położenia zw. wody w odniesieniu do wierzchołka.

⁸⁾ Ważne aż do napełnienia $\varphi = 240^\circ$ ($h : r = 1.5$), dalej zależność krzywolinijna.

Wszystkie trzy zależności przepływu Q od głębokości h_0 na krawędzi rynny określone na podstawie wyników doświadczeń dają się rozwiązać w postaci wykresów w podziałce logarytmicznej. Zależności wyrażają się jako proste o równaniach:

przekrój; prostokątny $q = 5,0 h_0^{3/2} \text{ m}^3/\text{sek.}$ (17)
(rys. 1)

trójkątny $Q = 4,2 h_0^{3/2} \text{ m}^3/\text{sek.}^9)$ (18)
(rys. 3)

kołowy $Q_1 = 7,60 h_0^{1,94} \text{ m}^3/\text{sek.}$ (19)
(rys. 8)

Wzór ostatni obliczony jest dla promienia przekroju r , równego jednostce. Dla innych wartości r , aby korzystać z wykresu, należy dla podziałki pionowej brać stosunek $h_0 : r$, a wynik odczytany z podziałki poziomej pomnożyć przez $r^{3/2}$. Zależność liniowa jest ważną do napełnienia $h_0 : r = 1,50$ ($\varphi = 240^\circ$).

Na wszystkich trzech wykresach zaznaczono kółkami punkty otrzymane z pomiarów, przy czym podwójnymi kółkami oznaczono wyniki doświadczeń, przeprowadzonych w Laboratorium Wodnym Politechniki Warszawskiej, pozostałe punkty są wzięte z doświadczeń wyżej wspomnianych H. Rousse'a i H. Schwarzmann'a.

Na wykresach 1, 3, 8 podałem również dla rozpatrzonych trzech kształtów przekroju w postaci prostych zależności pomiędzy przepływem i głębokością krytyczną, dla umożliwienia bezpośredniego odczytania wartości h_k przy zadanym przepływie.

Ze względu na to, że wykres ostatni (rys. 8) nie pozwala na bezpośrednie odczytanie przepływu, ze znanych wartości r i h_0 , opracowałem dla tego wypadku nomogram do wzoru odpowiednio przekształconego na

$$Q = 7,60 \cdot h_0^{1,94} \cdot r^{0,56} \quad (20)$$

Z nomogramu (rys. 9) otrzymuje się wartości przepływu bez potrzeby dodatkowych przeliczeń.

9) Przekrój trójkątny o kącie wierzchołkowym $\varphi = 90^\circ$, dla innych kątów pomnożyć wynik przez $\text{tg} \frac{\varphi}{2}$.

Nomogram

do obliczenia przepływu w przewodzie kołowym z głębokości napełnienia h_0 w przekroju końcowym według wzoru:

$$Q = 7,6 h_0^{1,94} \cdot r^{0,56}$$

ważny do napełnienia $h_0 : r = 1,5$ ($\varphi = 240^\circ$).

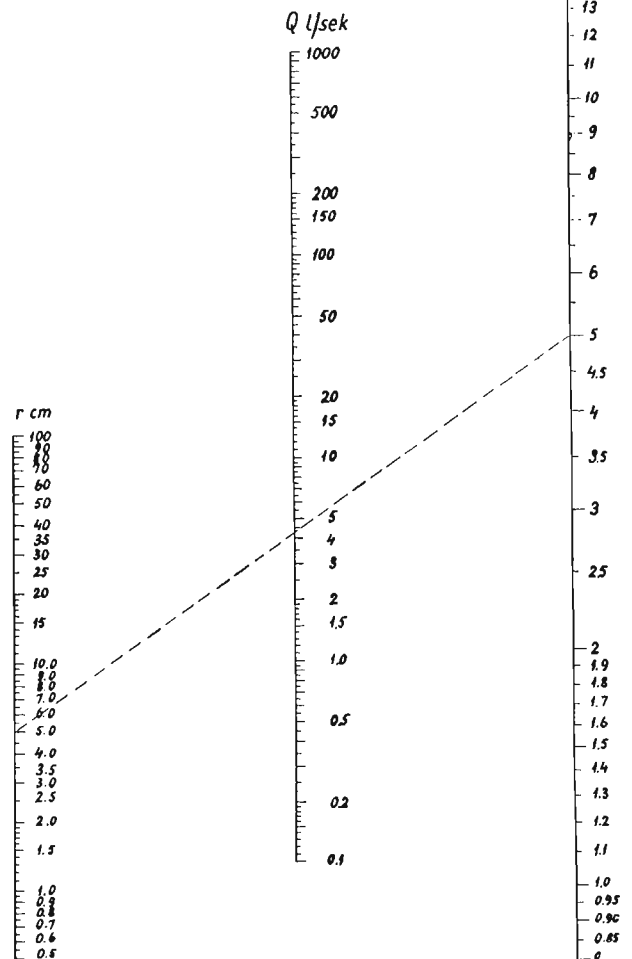
Przykład:

średnica przewodu 100 mm

napełnienie u wylotu $h_0 = 5 \text{ cm}$

$r = 5 \text{ cm}$

Przepływ wynosi $Q = 4,3 \text{ l/sek.}$



Rys. 9.

Jan Kwiatkowski

Czy bywają na Wiśle „jesienne” wylewy?

W ostatnich latach można było nieraz spotykać w dziennikach wzmianki o „jesiennych wylewach” lub o „niezwykle niskim stanie wody na Wiśle, jak na porę jesienną” itp.

Aby nie utrwały się te, jak sądzę, mylne pojęcia wskazanym jest wyjaśnić czy istnieją wylewy, dla których byłaby właściwą wymieniona w tytule nazwa oraz czy i o ile wspomniane wzmianki dziennikarskie mają jakieś podstawy.

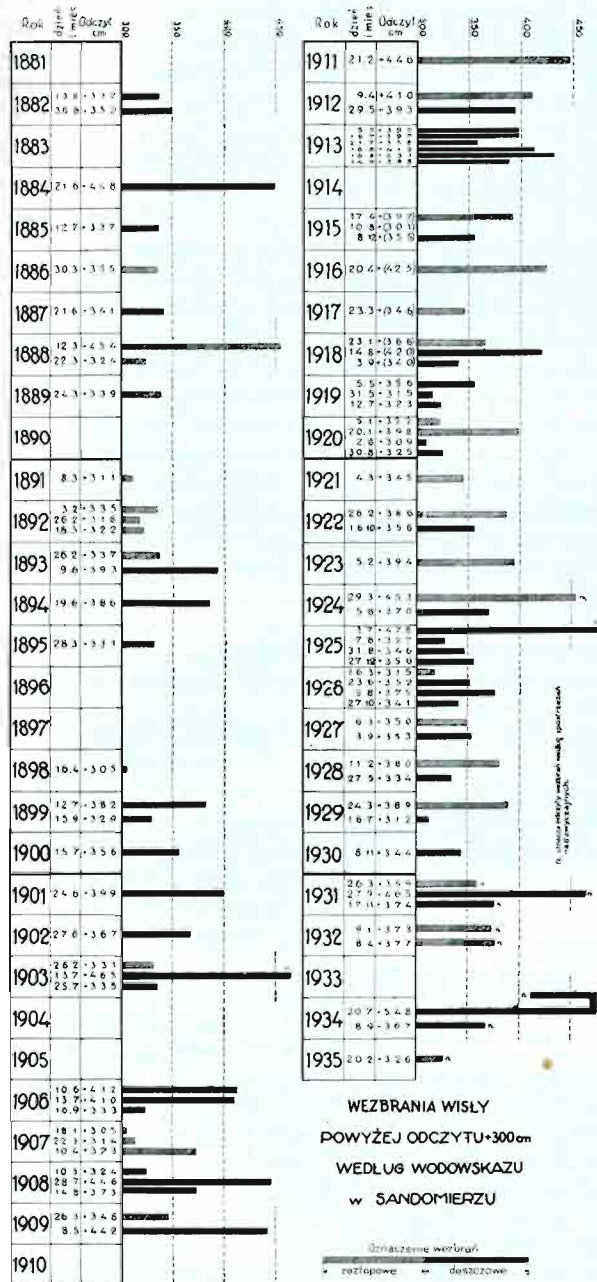
A więc na podstawie możliwie długoletnich spostrzeżeń należy wskazać kiedy i jak często zdarzają się w ogóle wylewy Wisły. Korzystamy więc z zebranego już w innym celu i wykreślnie (rys. 1) przedstawionego materiału dla wodowskazu Sandomierskiego.

Wodowskaz ten nie jest wprawdzie w zupełności miarodajny dla całej przestrzeni Wisły, spostrzeżenia na nim czynione pozwolą jednak dać od-

powieź na wymienione w tytule pytanie. Nadmienić tylko należy, że pod Sandomierzem, jak i w ogóle powyżej Sanu, przewagę mają wezbrania deszczowe, do których należą też te wezbrania, które mo-

TABLICA I.

Ilość wezbrań Wisły powyżej odczytu + 300 cm według wodowskazu w Sandomierzu w okresie 1881 do 1936 r. wł. Ogólna ilość wezbrań 92 (w ciągu 56 lat).



WEZBRANIA WISŁY
POWYŻEJ ODCZYTU +300cm
WEDŁUG WODOWSKAZU
w SANDOMIERZU

W okresach półmiesięcznych				W porach roku			Rodzaj wezbrań
I lub II połowicie	miesiąca	ilość wezbrań		pora roku	ilość wezbrań		
		ogólna	powyżej odczytu +400 cm		ogólna	powyżej odczytu +400 cm	
1	2	3	4	5	6	7	8
II	grudnia	1	0	zima	20	2	roztopowe
I	stycznia	2	0				
II	"	3	0	zima	20	2	roztopowe
I	lutego	3	0				
II	"	6	1	zima	20	2	roztopowe
I	marca	5	1				
II	"	12	1	wiosna	26	4	roztopowe
I	kwietnia	3	1				
II	"	3	1	wiosna	26	4	roztopowe
I	maja	3	1				
II	"	3	0	wiosna	26	4	roztopowe
I	czerwca	2	0				
II	"	6	1	lato	38	9	deszczowe
I	lipca	8	3				
II	"	6	2	lato	38	9	deszczowe
I	sierpnia	9	2				
II	"	4	1	lato	38	9	deszczowe
I	września	5	0				
II	"	2	1	jesień	8	1	deszczowe
I	paździer.	0	0				
II	"	2	0	jesień	8	1	deszczowe
I	listopada	2	0				
II	"	1	0	jesień	8	1	deszczowe
I	grudnia	1	0				

Jak wskazuje tablica wylewy Wisły są możliwe w każdym prawie miesiącu roku, ale stopień ich prawdopodobieństwa i wysokość są bardzo rozmaite.

Podział wymienionych 92 wylewów między pory roku¹⁾ jest następujący: zima 20, wiosna 26, lato 38 i jesień 8.

W ciągu zimy zwykle bywają tylko wezbrania roztopowe, prawdopodobieństwo których wzrasta się od połowy lutego i osiąga maximum w drugiej połowie marca, a więc już na początku wiosny. W kwietniu prawdopodobieństwo wezbrań roztopowych zmniejsza się, po czym w drugiej połowie wiosny możliwe są czasem wylewy deszczowe, osiągające pierwsze minimum prawdopodobieństwa w pierwszej połowie czerwca.

Na okres całego lata od połowy czerwca do połowy września prawdopodobieństwo deszczowych wylewów wzrasta przy maximum prawdopodobieństwa — w pierwszej połowie lipca, sierpnia.

W pierwszej połowie października następuje zwykle drugie minimum prawdopodobieństwa wy-

Uwaga. W roku 1936 zdarzyły się 2 wezbrania powyżej + 300 cm: 3 marca + 328 cm i 1 listopada + 377 cm.
Rys. 1.

gą zdarzyć się na jesieni. Na znaczniejszej przestrzeni Wisły poniżej ujścia Sanu wezbrania deszczowe są mniej więcej w równowadze z wezbraniem roztopowymi, te ostatnie zaś poniżej ujścia Bugo—Narwi osiągają już wyraźną przewagę nad deszczowymi.

Przedstawiony wykres (rys. 1) łącznie z tablicą (tabl. 1), na podstawie tego wykresu sporządzoną, są główną treścią niniejszego artykułu. Zawierają one wszystkie wezbrania powyżej odczytu + 300 cm w Sandomierzu, tj. mniej więcej powyżej wysokości brzegów, a więc wszystkie wylewy w okresie od 1881 do 1936 r. wł. w ilości 92.

¹⁾ Dla ułatwienia obliczeń, jako granice pór roku, przyjęto 15-te dni miesięcy grudnia, marca, czerwca i września zamiast właściwego, o kilka dni późniejszego porównania czy przesilenia dnia z nocą, co tutaj praktycznie nie ma żadnego znaczenia.

lewów i to mniejsze, niż w pierwszej połowie czerwca. W ogóle cała prawie jesień odznacza się niewysockim stanem wody, to też na 93 wylewy w ciągu omawianych 56 lat zdarzyło się na jesieni tylko 8 wylewów. Nie można więc odnaleźć racji, dla której byłyby właściwą nazwą „jesienne” dla tych wyjątkowych wylewów, zdarzających się w tej porze roku, której co najmniej połowa zwykle odznacza się właśnie przysłowiowo ładną, bezdeszczową pogodą.

Powodem utrwalającego się przekonania o zdarzających się wylewach na jesieni, jako o zjawisku normalnym, jest widocznie ta okoliczność, że w ostatnim dziesięcioleciu wylewy na jesieni zdarzały się stosunkowo częściej, niż dawniej, a w roku 1931 miały miejsce nawet 2 wylewy, z tych jeden w końcu września przekroczył w Sandomierzu odczyt + 400 cm (sięgając na krótko nawet do odczytu + 465 cm), czego przed tym jak i po tym nie notowano.

Stal wysokowartościowa w zastosowaniu do budownictwa żelbetowego.

Stała dążność do budowania jaknajekonomiczniej a więc z materiałów o wyższych, niż stosowane dotychczas, granicach plastyczności i wytrzymałości, a co za tym idzie i podnoszenia pewności konstrukcji, zmusza zwłaszcza producentów do intensywnej pracy nad ulepszeniem dotychczasowych metod fabrykacji stali tak dla celów konstrukcji stalowych jak i żelbetowych. W tych ostatnich jedynie miarodajną jest granica plastyczności (ciastowości, płynności) materiału, z uwagi na rysy w betonie po stronie wyciąganej i wrażliwość odkrytego w ten sposób uzbrojenia na wpływy atmosferyczne i inne.

Zastosowanie więc, jako uzbrojenia konstrukcji żelbetowej, stali o wyższej, niż używane dotychczas żelazo okrągłe, granicy plastyczności, a posiadającej prócz tego inne jeszcze specjalne właściwości, powodujące lepszą współpracę z betonem — nabrało w ostatnich zwłaszcza latach na aktualności.

Nie wchodząc w omawianie różnych metod fabrykacji takich stali, jak również poszczególnych ich odmian, różniących się m. in. kształtem przekroju, nazwą i t. d., omówimy pokrótce stosowaną obecnie dość powszechnie t. zw. stal Isteg charakteryzującą się tym, że są to pręty skręcane z dwóch, o odpowiednich średnicach, prętów żelaza okrągłego (od 5,5 — 20 mm).

Wyższą znacznie granicę plastyczności tej stali (3600 i więcej kg/cm^2 — jak to wynika z doświadczeń wykonanych m. in. i w laboratoriach naszych Politechnik) uzyskano przy wyrobie tej stali, wykorzystując następujące zjawisko, jakie obserwujemy przy wyciąganiu osiowym zwykłego pręta z żelaza miękkiego: jeżeli mianowicie rozciąganie danego pręta, z odpowiednią siłą, przerwiemy w momencie, kiedy naprężenia przekroczyły granicę plastyczności, zauważymy, że pręt ten zwiększył swą długość (trwałe odkształcenie niesprężyste), poddany zaś ponownemu obciążeniu wykazuje on inną już granicę plastyczności i to znacznie wyższą niż posiadał poprzednio.

To wydłużenie pręta przy wyrobie stali „Isteg” otrzymuje się przez skręcanie dwóch prętów żelaza okrągłego, między dwoma tarczami, ustawionymi w niezmienną odległość.

Cechy charakterystyczne tej stali są następujące:

1) Naprężenia dopuszczalne 1800 kg/cm^2 (zezwolenie M. S. Wewn),

2) Zwiększona blisko o 20% przyczepność w stosunku do odpowiedniego pręta żelaza okrągłego, dzięki śrubowemu kształtowi powierzchni.

Ta cecha jest szczególnie ważna, gdyż zapewnia znacznie lepszą współpracę zbrojenia z betonem w granicach obciążeń normalnych; w wypadku przeciążenia konstrukcji tworzy się co prawda większa ilość rys, niż przy uzbrojeniu żelazem okrągłym, lecz znacznie drobniejszych, a zatem mniej szkodliwych dla konstrukcji, z uwagi na wpływy atmosferyczne i inne.

3) Możliwość eliminacji materiału ze skazami już podczas fabrykacji.

4) Ekonomia w kosztach materiału, dochodząca do kilkunastu procent, z uwagi na to, że cena rynkowa Istegu jest wyższa, jednak nie proporcjonalnie w stosunku do wzrostu naprężeń dopuszczalnych.

(Możliwa jest i dalsza ekonomia w kosztach robocizny i materiału, o ile przepisy nasze zezwolą w przyszłości na zarzucenie haków, jako zakończenia prętów z Istegu, co wobec omówionej wyżej większej przyczepności tych prętów — nie ma już znaczenia; w Anglii np. z omawianych powodów haki zostały zarzucone jako zakończenie prętów Istegu).

Cechą w pewnych wypadkach raczej niekorzystną tej stali jest to, że ponieważ przekrój pręta Istegu składa się z dwóch odpowiednich przekrojów prętów okrągłych, zatem różnice w przekrojach sąsiednich prętów Istegu zwłaszcza większych średnic, wzrastają szybciej niż to ma miejsce np. przy żelazie okrągłym. Ten czynnik następcza nieraz pewne trudności w doborze ilości prętów potrzebnych dla danego przekroju żelbetowego, jeżeli chcemy uniknąć zbrojenia prętami różnych średnic znajdujących się w jednym elemencie konstrukcji.

Z tego też względu celową wydawałaby się produkcja Istegu z prętów o średnicach zmieniających się np. co 0,5 mm, co wpłynęłoby na lepsze wykorzystanie wysokowartościowego materiału i dalszą ekonomię w kosztach materiału.

Użycie tej stali do konstrukcji żelbetowych lub betonowych dozbrajanych z dziedziny budownictwa wodnego jak: śluzy, jazy, przyczołki, gdzie prawie z reguły potrzebne są duże ilości żelaza, wydaje się ze względów ekonomii konstrukcji, nader pożądanym.

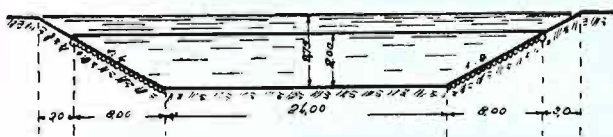
Ewentualna przeróbka projektu i zamiana żelaza okrągłego na stal Isteg wykonuje się w ten sposób, że po odjęciu 33,3% z obliczonego przekroju żelaza okrągłego, dobiera się ilość prętów Istegu na pozostały przekrój (t. j. na 66,7% przekroju żelaza okrągłego). Jest to zgodne ze stosunkiem naprężeń dopuszczalnych $1200 : 1800 \text{ kg/cm}^2$.

Inż. St. Iwanicki.

Z robót wodnych w kraju.

Ubezpieczenie brzegów granicznego odcinka dolnej skanalizowanej Noteci.

Graniczny odcinek Noteci od ujścia prawobrzeżnego dopływu Głdy w km 106.040 do granicy Państwa w km 179.038, pozostaje, w myśl postanowienia konwencji, zawartej między Polską a Niemcami o administracji rzek Noteci i Głdy stanowiących granicę, jak również o żegludze na tych odcinkach, podpisanej w Pile, dn. 14.III.1925 r., we wspólnym zarządzie Polski i Niemiec. W myśl postanowienia art. 2 tejże konwencji, brzeg lewy na tym odcinku rzeki, na którym istnieje 11 jazów i słuz komorowych, utrzymuje Polska, prawy — Niemcy. Przeciętny spadek dna wynosi 0.3‰ . Normalny profil według projektu jest trapezowy, o szerokości w dnie 24 m i nachyleniu skarp 1:4 (Rys. 1). Ponieważ w wielu miejscach brzegi nie wykazują jeszcze normalnej rozbudowy: istnieją na pewnych odcinkach szerzyny, na innych zwężenia, uciążliwe dla żeglugi. Z uwagi na to zachodzi konieczność doprowadzenia brzegu do stanu przewidzianego projektem.



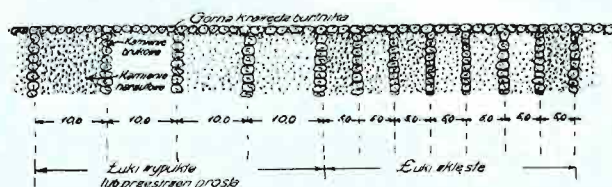
Rys. 1.

Do zabudowania szerzyny używany bywa przeważnie materiał ziemny, uzyskany przy pogłębianiu koryta dla utrzymania głębokości żeglugowej 1.50 m, która to głębokość; z uwagi na postanowienia art. 3 na wstępie wspomnianej konwencji, musi być stale utrzymywana.

Ponieważ w myśl postanowień art. 1 i 2 konwencji, pogłębianie koryta na odcinku górnym od km 106.04 do 142.57 skutecznie musi Polska a na dolnym od km 142.57 do granicy Państwa w km 179.038 Niemcy, na odcinku górnym do zabudowania wyryw brzegowych używany bywa przeważnie materiał uzyskany przy bagrowaniu. Zbywający materiał ziemny, nie zużyty do zabudowania wyryw brzegowych lub podwyższenia grobli, wywozi się po za groble do starych łożysk i zagłębień terenowych. O ile w pobliżu miejsc bagrowania Niemcy wykonują zabudowanie wyryw, bywa też czasami zbywający materiał bagrowniczy odstępowany Niemcom. Na odcinku dolnym poniżej km 142.57, na którym pogłębianie koryta skutecznie Niemcy, korzysta się przy zabudowaniu wyryw czasami z materiału, zbywającego Niemcom z bagrowania. Przy tego rodzaju postępowaniu zaoszczędza się na kosztach bagrowania i zabudowania wyryw brzegowych.

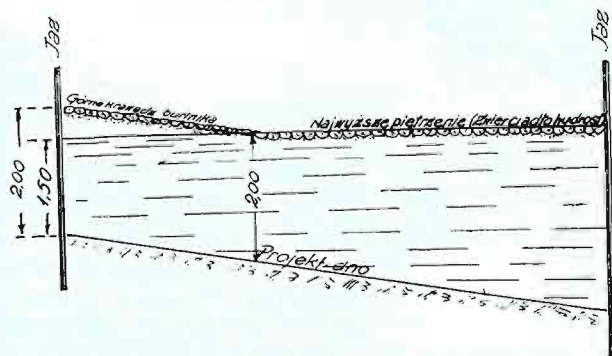
Po zabudowaniu poszerzeń materiałem ziemnym do normalnego profilu 1:4 i wyrównaniu skarpy, umacnia się ją narzutem kamiennym, granitowym,

o wymiarze najmniejszym 8 cm; kamień na narzut zbierają rokrocznie włóścianie ze swych pól w czasie orki i dostarczają do budowy. Narzut ten wykonuje się o grubości 20 cm. Dla wzmocnienia narzutu ujmuje się go górą burtnikiem z kamieni brukowych, a najmniejszym wymiarze 18 cm, ułożonym w sposób brukarski; oprócz tego wzmacnia się go, wykonując pasy brukowe na skarpie prostopadle do trasy, dzieląc skarpy na pola, o długości 10 m w prostych i łukach wypukłych, zaś na pola 5 m w łukach wklęsłych (Rys. 2).



Rys. 2.

Ubezpieczenia kamienne skarpy doprowadza się powyżej jazów do wysokości najwyższego spiętrzonego zwierciadła hydrostatycznego wody, natomiast na odcinkach, gdzie najwyższe zwierciadło hydrostatyczne nie osiąga wysokości 2 m nad projektowanym dnem, doprowadza się je do wysokości 2 m po nad projektowane dno (Rys. 3). Uży-

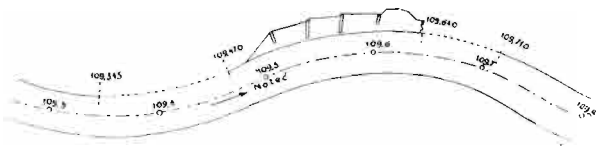


Rys. 3.

cie do ubezpieczeń brzegowych kamienia o stosunkowo drobnych wymiarach okazało się ekonomicznym, kamień ten bowiem dostarczają włóścianie okoliczni na place składowe przy Noteci po cenie obecnie 3.00 zł za 1 m^3 . Przy łagodnym pochyleniu skarpy 1:4, słabych wahaniami stanów wody, nieznacznej chyżości wody spiętrzonej w korycie oraz bardzo łagodnym pochodzie lodów, brzegi w ten sposób ubezpieczone utrzymują się dobrze.

W sezonie budowlanym 1936 r. wykonał Państwowy Zarząd Wodny w Czarnkowie na 6-ciu miejscach roboty około ubezpieczenia lewego brzegu granicznego odcinka Noteci.

Jedną z nich było zabudowanie szerzyny od km 109.470 do 109.640. (Rys. 4). Do zabudowania wyrwy zużyto 5568 m³ materiału ziemnego wybagrowanego. Koszt robót ziemnych, t. j. wyrzucenie



Rys. 4.

ziemi z promów w wyrwę i wyrównanie ziemi wynosiły 1927 zł. Do ubezpieczenia kamieniem zuży-



Rys. 5. Wyrwa po częściowym zasypaniu.

Przebudowa stoczni w Pińsku.

TORY.

W okresie 1935/36 r. została kapitalnie przebudowana stocznia na brzegu rzeki Piny w Pińsku.

Dotychczasowe urządzenie stoczni składało się z wybrukowanej na brzegu rzeki równi pochyłej o długości 46 m i szerokości 17 m.

Na równi urządzone były ślizgi wyciągowe, składające się z bali drewnianych z pełnych kłoców i założonych prostopadłe do linii brzegu rzeki.

Obiekt pływający wyciągano na tych balach z wody na stocznię za pomocą zakotwiczonych poza stocznia dźwigarek ręcznych.

Omawiane urządzenie wymagało częstych napraw, nie było odpowiednie dla wyciągania większych obiektów, nadto w eksploatacji nastęrczało szereg niedogodności, wynikających na tle nieekonomicznego wykorzystania napędu wyciągowego.

Nowo wybudowana stocznia (rys. 1) ma zwiększoną długość do 60 m, wskutek czego może być wykorzystana równocześnie do dwu większych jednostek i kilku mniejszych. Spadek stoczni wynosi 1:10. Na pochyłości stoczni ułożono 9 podłużnych torów w odległości 6 m jeden od drugiego (między osiami). Obiekt pływający wyciąga się z rzeki na stocznię po ułożonych torach na wózkach żelaznych przy pomocy dźwigarek o napędzie ręcznym. Każdy tor składa się z szyn kolejowych, przymocowanych z wierzchu do podłużnych legarów. Rozstaw szyn w każdym torze wynosi 1435 mm w świetle. Legary leżą na podporach palowych, składających się z trzech pali połączonych oczepem. Pali są drewniane o przekroju 22 cm i zabite

to 384 m³ kamieni. Koszt roboty kamiennej wynosiły 1173 zł. Aby nawiązać zabudowanie z istniejącym starym ubezpieczeniem brzegowym, oczyszczono brzeg powyżej od km 109.345 do 109.470 i

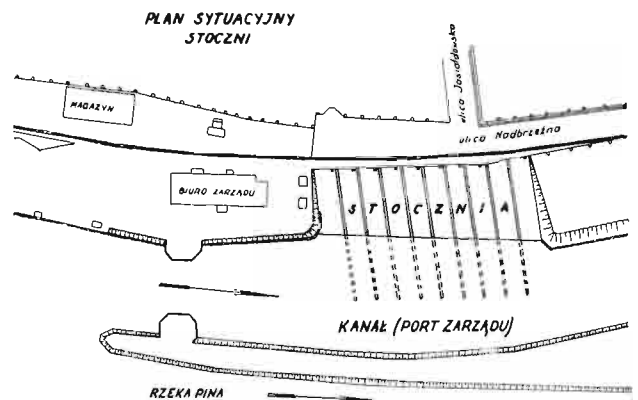


Rys. 6. Brzeg po ukończeniu budowy.

poniżej od km 109.640 do 109.710 i uzupełniono narzut na tych odcinkach 96.5 m³ kamieni. Koszt uzupełnienia tych odcinków wynosił 710 zł.

Inż. A. Mikeska.

w grunt (drobny piasek) na głębokość 3 m. Stocznia ma narazie 5 wózków, które jednakże przy pomocy pływaków mogą być przenoszone na poszczególne tory w miarę potrzeby. Za pomocą pięciu



Rys. 1.

wózków można wyciągnąć na stocznię obiekty o wadze do 60×5=300 ton.

Wolny od torów wierzch stoczni został pokryty brukiem z kamienia polnego.

Budowa stoczni oprócz wózków została wykonana gospodarczym sposobem. Koszt budowy wyniósł około 19 tysięcy złotych. Łącznie z wózkami koszt przebudowy stoczni wyniósł około 37 tysięcy złotych.

Przed przebudowaniem stoczni dla wyciągnięcia na brzeg jednego obiektu pływającego o wadze około 120 ton potrzeba było pracy 32 ludzi w ciągu 16 godzin, nie licząc następnie pracy dla podnie-

sienia obiektu na klatki. Obecnie po przebudowaniu stoczni dla tejże samej czynności potrzeba pracy 16 ludzi w ciągu 4 godzin.

Wobec zamierzonego przeniesienia portu P.Z.W. na nowe miejsce — stocznia wykonana została jako tymczasowa w związku z czym nie została przewidziana narazie instalacja napędu elektrycznego do uruchomienia wózków.

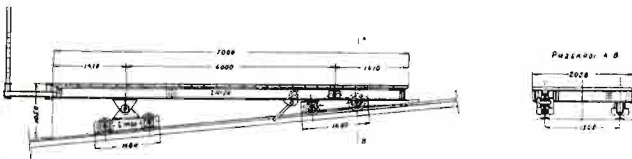
Zarówno tory jak i wózki, których ilość zostanie odpowiednio zwiększona znajdą zastosowanie w przyszłej stoczni P.Z.W. w Pińsku.

Inż. Edm. Wędziński.

WÓZKI.

Wózki stoczni wykonane w kształcie platform mocnej konstrukcji, długości 7 m, szer. 2.058 m i największej wysokości od główki szyny 1,050 m.

Platforma składa się z 4-ch belek profilu I Nr 26 okrytych ścielą z desek dębowych grub. 4 cm.



Rys. 2.

Platforma spoczywa na podwoziach połączonych przegubowo z platformą. Para kół w podwoziu tocząca się po jednej szynie, związana ramą z 2 ceowników Nr 20 nie łączy się z przeciwległą parą toczącą się po drugiej szynie.

W ten sposób przy symetrycznym obciążeniu platformy ciężarem P , nacisk na każdą z ośmiu kół

wózka jest równy i wynosi $P/8$ nawet przy nierównomiernym osiadaniu i wybojach toru.

Układ powyższy posiada i tę zaletę, że ten sam wózek łatwo może być przystosowany do innej pochyłości toru. W tym celu wystarczy tylko



Rys. 3.

pod łożyska przegubowe, łączące platformę z podwoziem, podłożyć odpowiedniej grubości podkładki, w przednim podwoziu przy zmniejszonej i w tylnym przy zwiększonej pochyłości toru.

Koła toczne wózków wykonano z 2-ma obrzeżami.

Każdy wózek - platforma obliczony na 60 ton bezpiecznego obciążenia przy równomiernie rozłożonym ciężarze na platformie. Ciężar jednego wózka wynosi ok. 5000 kg. Wózki wykonane zostały w r. 1936 na zamówienie urzędu wojewódzkiego poleskiego przez Stocznnię Gdańską kosztem 3620 zł. za sztukę loco wagon Gdańsk.

Załączone rysunki przedstawiają konstrukcję wózka.

S. Wrębiakowski.

Z literatury technicznej

Przegląd czasopism obcych

Drogi wodne, żegluga

Przebudowa śluzy w Herbrum na kanale Dortmund-Ems.

Śluza Herbrum, ostatnia na zejściu kanału do rzeki Amizy (Ems), została oddana do użytku w roku 1899 jako śluza dla pociągów statków. Była to śluza skarpowa o szerokości użytkowej 10 m, długości 176 m, spadzie wahającym się od 0.52 do 1.85 m w zależności od zmian stanów dolnej wody i głębokości na dolnym progu 2.65 m przy stanie najniższym, określonym niegdyś na 15 cm nad N. N. Do piętrzenia wody służyły dwuskrzydłowe wrota wsporne umieszczone w betonowych głowach.

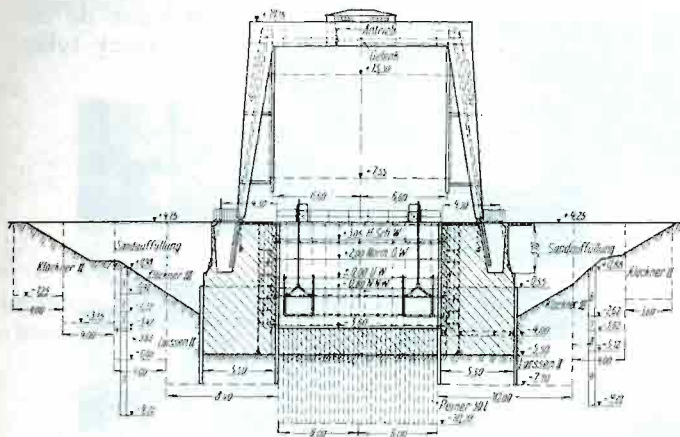
Z czasem nastąpiło w dolnym poziomie obniżenie dna, a więc i stanów wody na skutek robót regulacyjnych, wykonanych na Amizie. Najniższy stan uległ obniżeniu do — 80 cm od N.N. (wobec poprzedniego sta-

nu + 0.15 stanowi to prawie 1 m), a ponieważ zdarza się on bardzo często w związku z odpływami morza, a także w czasie posuchy, żegluga była narażona na liczne postoje, które wynosiły w sumie po kilkaset godzin w ciągu jednego okresu żeglugi.

W interesie żeglugi należało więc przywrócić na śluzie Herbrum potrzebną głębokość. Rozważaniom poddano następujące 3 alternatywy: 1) budowę nowej śluzy przy utrzymaniu istniejącej, 2) pogłębienie progu w dolnej głowie i dna komory oraz 3) przedłużenie śluzy, budowa nowej dolnej głowy i pogłębienie dna komory. Pierwszą alternatywę odrzucono ze względu na duży koszt budowy, druga nie dawała pewności, że dolna głowa, po znacznym osłabieniu płyty fundamentowej i progu, będzie posiadała jeszcze dostateczną wytrzymałość, wobec czego zatrzymano się przy trzeciej alternatywie.

Szczegóły konstrukcyjne i plan prac należało tak zaprojektować, by całą przebudowę wykonać przy możliwie największym skróceniu przerw żeglugi. Z tego powodu zdecydowano się na zastosowanie głowy bez kanałów obiegowych, zamykanej za pomocą wrot podno-

szonych (zasuwy pionowej), które można było wraz z portalem dźwigającym (rys. 1 i 1a) wykonać w warsztatach, a następnie zmontować na miejscu przy utrzyma-



Rys. 1.

Na uwagę zasługuje portal dźwigający, który stanowi konstrukcję ramową złożoną (całość przedstawia ramę o płaszczyźnie prostopadłej, każdy zaś słup tworzy



Rys. 1a.

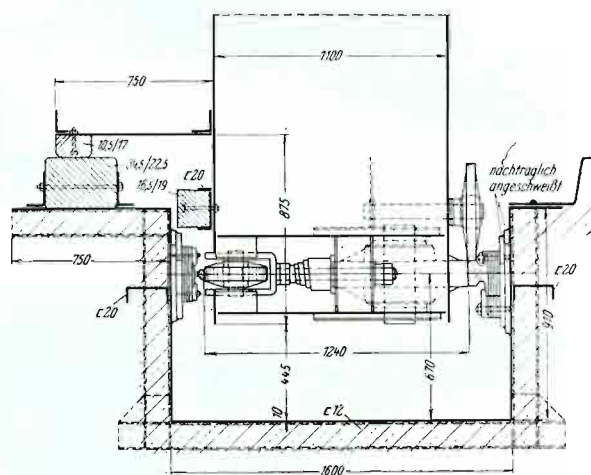
niu pełnego ruchu, tak że zamknięcie ruchu było potrzebne tylko na czas pogłębienia komory i starego progu oraz wykonania nowego progu.

Śluzę przedłużono o 25 m, budując dla części przedłużającej ściany żelazne, złożone z zabijanych kafarami elementów Klößnera typ III. Ściany te złączono ze starą głową za pomocą śrub i uszczelnienia betonowego, oraz zakotwiono w otaczającym terenie, a w dalszej fazie budowy zasypano od tyłu ziemią. Po osiągnięciu zamierzonej długości ścian wykonano takim samym sposobem skrzydła poprzeczne, a następnie ogrodzono dodatkowymi ściankami przestrzenie, przeznaczone pod bloki fundamentowe dla portalu dźwigającego (rys. 2).



Rys. 2.

mniejszą ramę o płaszczyźnie równoległej do osi kanału), opartą na 2 przegubach stałych i 2 ruchomych. Rozpora ramy ma przekrój o kształcie koryta (3.5 m w świetle), w którym pomieszczono elektryczne dźwigi do



Rys. 3.

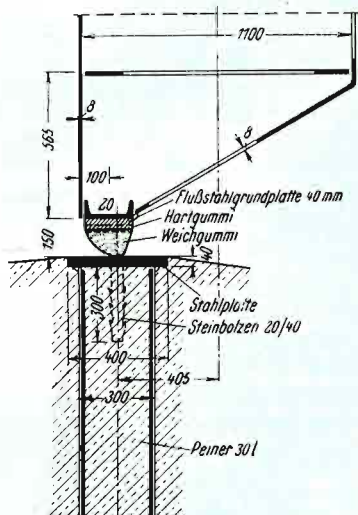
W osłonie tych ścian przystąpiono do kopania dołów fundamentowych przy współpracy pomp, a kiedy w jednym z dołów wystąpiły niespodziewane ruchy, zaniechano pompowania, a resztę wykopu i betonowania fundamentów wykonano pod wodą. W blokach fundamentowych pozostawiono potężne nisze dla zasuwy (o wymiarach 1.6×1.0 m), które uzbrojono bardzo silnymi konstrukcjami żelaznymi o ciężarze 6 t każda (rys. 3) i zaopatrzone w szyny dla prowadzenia kół zasuwy.

Sama zasuwa przedstawia konstrukcję szkieletową (7 rygli i 16 słupów, opierzonych blachą 8 mm grubości) o szerokości 13.4 m i wysokości 7.75 m. Dla łatwiejszego poruszania zasuwa posiada 4 rolki zasadnicze i 12 pomocniczych. Ponadto posiada u dołu 2 małe zasuwy zapasowe do opróżniania komory.

podnoszenia zasuwy. Dźwigi te, obsługiwane z kiosku, wybudowanego w pobliżu portalu, pracują oddzielnie lub razem; z początku szybkość podnoszenia wynosi 5 mm na sekundę, a po wyrównaniu poziomu wody w śluzie włącza się drugi dźwig, pracujący z szybkością 65 mm/sek. Dla wyrównania ciężaru zasuwy zastosowano 2 przeciwwagi po 18 t. każda, które poruszają się wewnątrz słupów ramy za pomocą szyn zębatach przegubowych systemu M. A. N. (zobacz Gospodarka Wodna 1936 r. Nr. 6, str. 273).

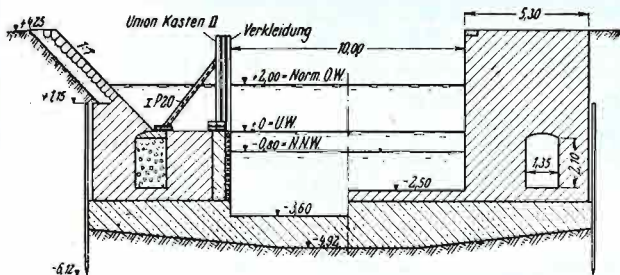
Po zmontowaniu portalu przerwano ruch statków i przystąpiono do ogrodzenia śluzy ściankami szczelnymi żelaznymi od górnej i dolnej wody. Z obrębu ścianek wypompowano wodę całkowicie przy pomocy pompy, ustawionej na górnej głowie, po czym przy pomocy drugiej pompy i uprzednio założonych studzienek obniżono również poziom wody gruntowej, tak że dalsze roboty wykonano już na sucho. Z robót tych należy wymienić następujące: budowę progu nowej głowy (rys. 4, na którym widać również sposób uszczelnienia

zasuwy), usunięcie ścian dawnej głowy do poziomu 0, konieczne dla zmniejszenia obciążenia podłoża i założe-



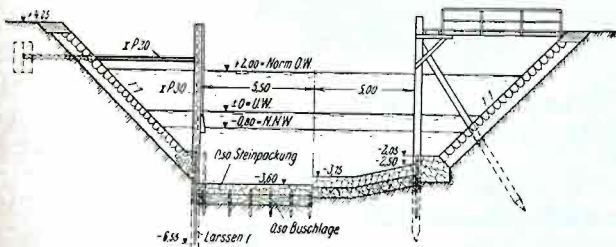
Rys. 4.

nie ścianek kierujących żelaznych, zabetonowanie starych kanałów obiegowych, pogłębienie starego progu (rys. 5), wreszcie pogłębienie komory i zastąpienie ścianek drewnianych żelaznymi (rys. 6).



Rys. 5.

Wszystkie te roboty, które wymagały przerwy w żegludze, wykonano w przeciągu 6 tygodni. W czasie budowy nie obeszło się bez przykrych niespodzianek, jak zalanie jednego z wykopów fundamentowych pod por-



Rys. 6.

tał, przeszkody we wbijaniu ścianek żelaznych w postaci niespodzianie grubych narzutów kamiennych u stóp skarpy i pni drzewnych o średnicy do 1 m, a wreszcie częściowe usunięcie się skarpy już po oddaniu służy do użytku.

Wszystkie te przeszkody wymagały powzięcia środków zaradczych i przyczyniły się do poważnego przekroczenia kosztorysu z 310000 na 500.000 marek.

(Die Bautechnik 1936 Nr. 51 i 54).

Inż. Otton Faust.

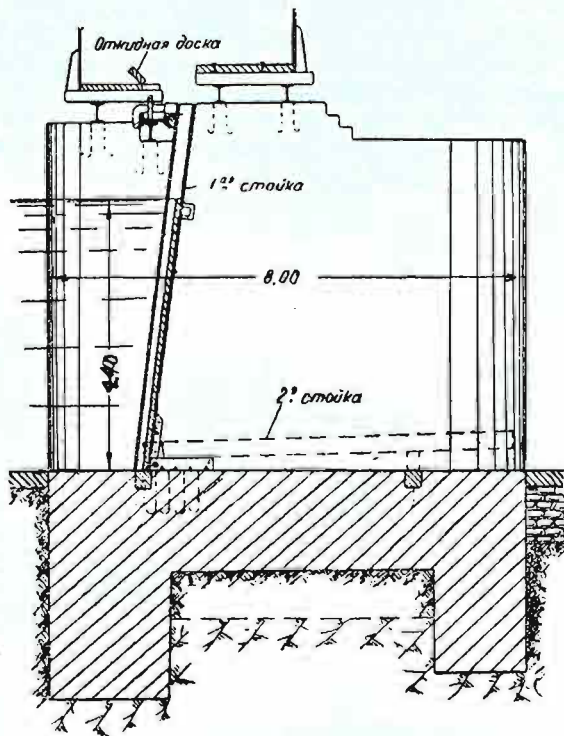
Nowa konstrukcja jazu o odrzwiach ruchomych.

W wypadkach niewysokich spiętrzeń, gdy otwory jazu muszą posiadać większe światło ze względu na spław, lub też dla przepuszczania lodów, dogodne i tanie rozwiązanie stanowi konstrukcja jazowa o odrzwiach ruchomych. Jeżeli pomimo to jazy takie, u nas szczególnie, są rzadko stosowane, tłumaczy się to brakiem typów nie kosztownych w budowie i nie uciążliwych w eksploatacji.

Z tych względów interesująco przedstawia się typ niewielkiego jazu o odrzwiach ruchomych, stosowany ostatnio z powodzeniem w Z. S. R. R. dla spiętrzeń do-
siągających nawet 5 m.

Niżej przedstawione rysunki odnoszą się do jazu tego typu, wybudowanego w 1929 r. na rz. Deñnie w okolicach Moskwy dla małej elektrowni fabrycznej o mocy 50 KW. Jaz ma 2 otwory po 10 m w świetle. Przyczółki, filar i podłoże jazu wykonano z betonu. Spiętrzenie wynoszące 4,40 m utrzymywane jest przez konstrukcję ruchomą, składającą się:

1-o z żelaznych słupów zastawkowych o profilu I Nr 30, ustawionych ukośnie w odległości co 1,0 m i utwierdzonych na dole przegubowo do podłoża jazu, w górnym zaś końcu zahaczonych za pomocą ruchomego zęba stalowego o żelazny rygiel poziomy, zamocowany obustronnie w przyczółku i filarze (rys. 1, 2, 3 i 4).

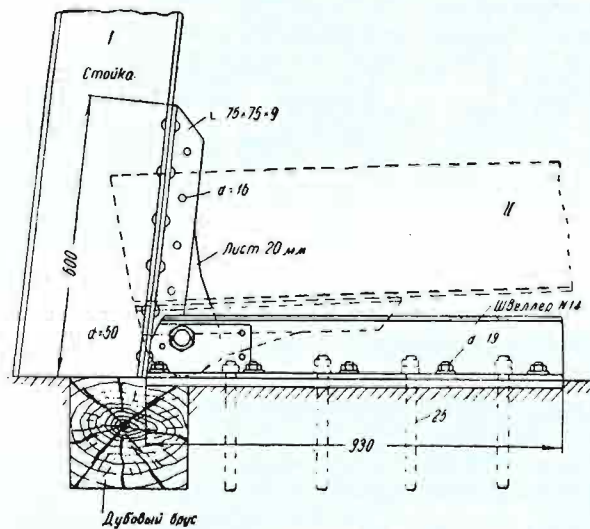


Rys. 1.

2-o z zastawek typu Boulé (4 rzędy płyt) i ułożonych na nich szandorów (3 pojedyncze deski z hakami).

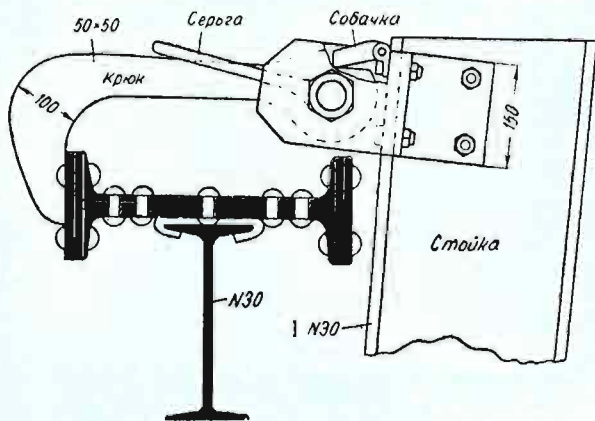
Do zwykłej regulacji poziomu spiętrzenia oraz dla przepuszczania mniejszych wezbrań wystarcza operowanie szandorami. Zastawki usuwa się tylko przy większych powodziach, a przy pochodzie lodów kładzie się ponadto słupy zastawkowe. Używa się do tego dźwigarki ręcznej, przesuwanej po górnym mostku służbowym.

W razie nagłej potrzeby całkowitego otwarcia upustu, gdy nie ma czasu na wyjmowanie zastawek, odpina się tylko haki mocujące słupy zastawkowe do poziomego rygla i całe przeszło jazu wali się wraz z zastawkami na podłoże. Zastawki spięte ze sobą luźno liną lub łańcuchem wypływają poza jazem i odrzucane są do brzegu.



Rys. 2.

Słupy zastawkowe opatrzone są w górnej części piętą drewnianą, która przy upadku słupa trafia na belkę dębową zabetonowaną w podłożu, przez co unika się uszkodzeń. Jak się okazało przy eksploatacji, zabezpieczenie to nie jest zresztą konieczne, bowiem w chwili kładzenia się jazu dolna woda jest zawsze tak już wysoka i wzburzona, że walące się słupy upadają na poszur stosunkowo łagodnie.



Rys. 3.

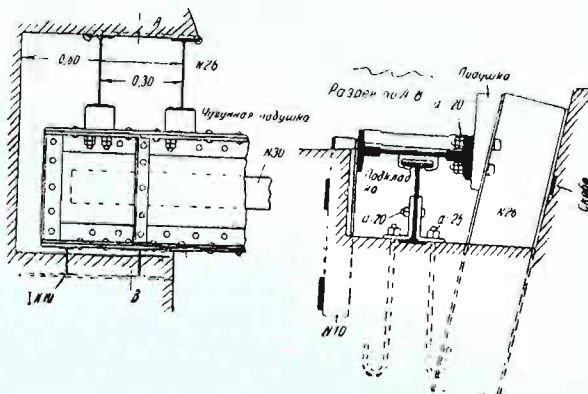
Opuszczanie słupów normalne, za pomocą dźwigarki, wymaga pracy 1 człowieka w ciągu około 10 minut (na każdym przeszle). Ponowne ustawienie słupów i zastawek trwa przy wysokim stanie wody około 4 godzin przy pracy 4 ludzi, z których — 2 stojąc w łodzi naprowadza bosakiem hak liny dźwigarki na leżący w wodzie słup zastawkowy (każdy ma na końcu odpowiedni uchwyt), 2 pozostałych stojąc na mostku pracuje przy dźwigarce, zahacza słupy o rygiel poziomy i opuszcza zastawki. Przy małej wodzie ponowne ustawienie jazu wymaga pracy tylko 2 ludzi (jeden na dole, drugi przy dźwigarce).

Godna podkreślenia jest możliwość wymiany uszkodzonego przez upadek lub krę słupa zastawkowego, bez spowodowania zwłoki w ustawieniu i całkowitym zam-

knięciu jazu. Uszkodzonego słupa nie podnosi się wówczas, a powstały przez to otwór, o podwójnej szerokości, zamyka się prowizorycznie balami wspartymi na obu sąsiednich słupach. Zanim woda zdąży się nagromadzić przed zamkniętym jazem i osiągnąć normalny poziom spiętrzenia, uszkodzony słup można wyremontować lub całkowicie wymienić na zapasowy, pracując na suchym poszurze.

Ciekawsze szczegóły konstrukcyjne jazu pokazano na rys. 2, 3 i 4.

Należy zaznaczyć, że przegubowe zamocowanie słupa w dolnym końcu do poszuru, należy wykonać z zachowaniem pewnych luzów w łożysku, zezwalających na drobne



Rys. 4.

ruchy słupa w kierunku pionowym (około 2 m/m), oraz w płaszczyźnie zastawek (w granicach do 10 m/m). Ma to duże znaczenie przy ustawianiu słupów, wobec ich znacznej długości i wagi.

Dla rygla poziomego, przy szerokich przesłach i znaczniejszym spiętrzeniu, wypadają tak duże obciążenia gnące, że normalnie stosowane profile dwuteowe są niewystarczające; stosuje się wówczas blachownicę o średniku poziomym. Ponieważ przy takim ustawieniu ciężka blachownica, obciążona w dodatku mostkiem służbowym, zwisałaby, co jest niedopuszczalne, ze względu na dobre zahaczenie o rygiel słupów zastawkowych, blachownicę podpira się dźwigarem dwuteowym o średniku ustawionym pionowo. Blachownica jest zmcowana z tym dźwigarem co 1 m za pomocą chomąta (nie pokazany na rysunkach) z żelaza okrągłego $\Phi 1''$, z dodaniem sztywnych rozpórek. Konstrukcja ta, poza odciążeniem blachownicy, ma ją zabezpieczać od skutków skręcania, wywołanego przez mimośrodowe obciążenie. Dla skutecznego przeciwdziałania temu skręcaniu, zastosowano również specjalny sposób zamocowania rygla na oporach, który wyjaśnia rys. 4.

Kliniasty kształt poduszek oporowych pozwala osiągnąć dobre zaciśnięcie rygla poziomego w obu końcach.

Jaz okazał się bardzo wygodny w eksploatacji i kilkakrotnie już zademonstrował swoje wysokie zalety przy pochodzie lodów, który na Deśnie ma przebieg wyjątkowo gwałtowny (3 uprzednio budowane w tym miejscu jazy zastawkowe zwykle były kolejno zerwane przez lody).

(Гидротехническое Строительств о, Nr. 11 r. 1936).

Inż. T. Borowy.

Zapory, zbiorniki

Zapora narzutowo-ziemna na rz. Tułomie (Z. S. R. R.) pod 69° szer. północnej (za kręgiem polarnym).

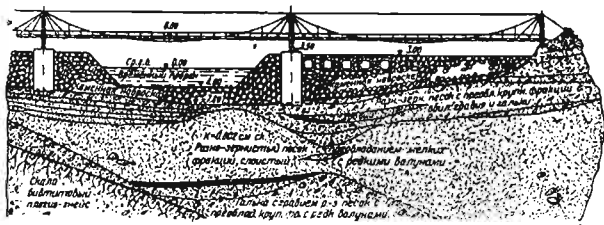
W odległości 26 km od Murmańska, nowego oceanicznego portu Z. S. R. R., powstała ostatnio okręgowa elektrownia wodna, eksploatująca energię wód rz. Tułomy, uchodzącej do morza Barentsa. Rz. Tułomę spiętrzone w dolnym biegu zapora dolinową, uzyskując spad użyteczny 20 m, co pozwoliło zainstalować moc 48.000 KW. Produkcja zakładu ma wynosić przeciętnie 200 mil. KWg. Elektrownia ma obsługiwać cały rejon portu Murmańskiego oraz normalnotorową kolej Kirowską, łączącą ten odległy port z wnętrzem kraju.

Na budowę centrali hydroelektrycznej wydzielony był termin 3-letni, fantastycznie krótki jeżeli zważyć, że budowa miała być wykonywana w okolicy dzikiej i bezludnej, a prócz tego położonej za kręgiem polarnym, gdzie sezon budowlany ograniczony jest do 6-miesięcy.

Budowę rozpoczęto wiosną 1935 r., a we wrześniu 1936 r. odbyła się kaulodacja robót hydrotechnicznych. W najbliższych miesiącach miano uruchomić już pierwszą z 4-ch zainstalowanych turbin, należy więc przypuszczać, że faktyczny okres budowy będzie nawet krótszy od preliminowanego.

Budowa zapory była przedsięwzięciem ciekawym i trudnym, zrealizowanym w sposób śmiały i nieszablony.

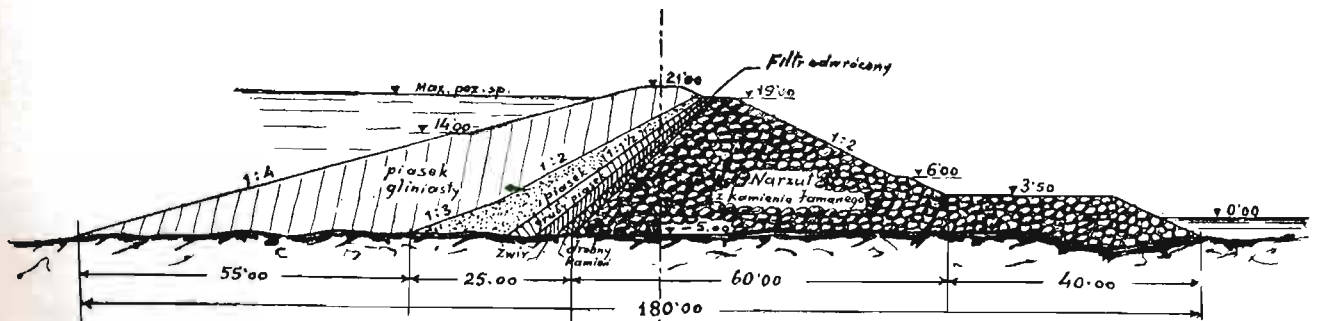
Zapora stanęła w miejscu, w którym dolina rzeki zwęża się do ca 300 m i ograniczona jest z lewej strony brzegiem stromym i skalistym, z prawej zaś — łagodnie opadającym morenowym zboczem. Dno doliny i koryto rzeki złożone jest z wybitnie przepuszczalnego aluwium, t. j. piasków i żwirów zalegających do bardzo znacznej głębokości (rys. 1).



Rys. 1.

W tych warunkach terenowych zdecydowano wybudować zapora (rys. 2), składającą się:

- 1-o z narzutu kamiennego od strony dolnej wody,
- 2-o z odwróconego filtru piaskowo - kamiennego, umieszczonego wewnątrz zapory i opartego o wspomniany narzut,



Rys. 2.

3-o z nasypu piaszczysto-gliniastego, mało przepuszczalnego z cieniłą wkładką asfaltową (t. zw. ekranem).

Wszystkie kwestie związane z wyborem typu zapory, jej profilu oraz z filtracją w ciele zapory i podłożu były uprzednio gruntownie przestudiowane w 2 laboratoriach wodnych (B. B. K. i N. I. I. G.). Doświadczenia były wykonane na modelach w skali 1:60 i 1:70, przy czym model obejmował nie tylko korpus zapory, lecz i podłożę do głębokości 30 i 40 m, przy skrupulatnym skopiowaniu stanu naturalnego, tak co do mechanicznego składu gruntu, jak i współczynników filtracji. Ogółem poddano doświadczeniom 10 wariantów profilu zapory¹⁾.

Wspomniane warstwy zapory zostały ułożone bez wszelkiego fundamentowania wprost na istniejącym naturalnym podłożu, przy czym nie uciekano się ani do budowy grodz ochronnych, ani do odprowadzenia bokiem wód rzeki, inaczej mówiąc, budowano zapora w wodzie bieżącej. Dopiero w drugim sezonie budowlanym, gdy zapora wzniosła się już o 14 m, skierowano wody rzeki na wykonaną w międzyczasie w skalistym lewym brzegu partię przelewową, przez którą odprowadzono pierwszą powódź wiosenną o kulminacji 1400 m³/s., przy spiętrzeniu wody na zaporze o 10,5 m, licząc od stanu normalnego, po czym spokojnie już dźwigano w górę zapora, aż do projektowanej wysokości. Ogółem do budowy zapory zużyto: 223000 m³ kamienia i 913000 m³ materiału ziemnego (na filtr i nasyp antyfiltracyjny).

Pierwotnie ustalony program budowy był następujący:

1-o wykonanie w lewym skrzydle zapory kanału do odprowadzającego wodę do przelewów, wykonanie przelewów, otwarcie kamieniołomów, wyeksploatowanie z nich i złożenie nad rzeką całej ilości kamienia potrzebnego do zapory.

2-o Odprowadzenie po raz ostatni korytem rzeki wiosennej fali powodziowej, zamknięcie koryta tamą prowizoryczną, skierowanie rzeki do gotowego kanału i na przelew, budowa mostu roboczego nad zaporą, przystąpienie do sypania zapory odrazu na całej jej długości, utrzymując stale jej wierzch w jednym poziomie (w razie powodzi — przelew nie skoncentrowany, a rozłożony na całej długości). Do zimy zapora musi otrzymać już taką wysokość, aby przy najbliższej powodzi wiosennej mogła wytrzymać 15,0—16,0 metrowe spiętrzenie wody,

¹⁾ W podłożu i w ciele zapory były badane zmiany ciśnienia piezometrycznego szczególnie na stykach warstw o różnym składzie mechanicznym. Ustalono rzeczywisty układ krzywych ekwipotencjalnych w odniesieniu do czasu filtracji, zmiany gradientów i kierunku strugi filtracyjnej; wreszcie studiowano zjawiska wewnętrznego wypłukiwania, względnie kolmatacji.

przy którym przelewy będą w stanie odprowadzić kulminacyjny przepływ.

3-o Wykańczanie zapory, budowa zamknięć, zakładu itp.

Kierownictwo budowy, ulegając powszechnym obecnie w Rosji „stachanowskim” hasłom, zmieniło ten program na więcej ryzykowny, ale dający, przy powodzeniu możliwość ukończenia budowy przed terminem i osiągnięcie oszczędności w kosztach wykonania. W razie niepowodzenia jednak — obrana droga mogła grozić katastrofą i wielkimi stratami.

Faktyczny przebieg budowy był następujący. W linii przyszłej zapory przerzucono wiszący most roboczy. Na moście ułożono transporter do podawania materiałów. Poza lewym krańcem zapory rozpoczęto na stromym zboczu wykop pod partię przelewową i kanał roboczy, o szerokości w dnie 50 m. Po zdjęciu płytkiej warstwy piaszczysto-gliniastej, przystąpiono do wyłamywania odłożonego w wykopie gnejsu. Materiał wydobyty transportowano bezpośrednio na most i zrzucano w zaporę. Zamiast otwierać na zboczu doliny specjalny kamieniołom, obniżono niweletę kanału roboczego o 9,0 m, uzyskując przez to: a) dostateczny zapas kamienia, wystarczający z nadmiarem na całą zaporę (przy dawnej niwelecie kanału tylko 40.000 m³), b) znacznie większy wolny przekrój dla odprowadzenia wiosennych wód powodziowych, dzięki czemu potrzebne spiętrzenie dla przepuszczenia fali powodziowej zredukowano z 15—16 m na ca 10 m, c) możliwość jednoczesnego wykonywania kanału, przelewów i samej zapory.

Chodziło tylko o to, czy uda się w ciągu jednego krótkiego sezonu budowlanego, wykonać tak szeroko nakreślony program.

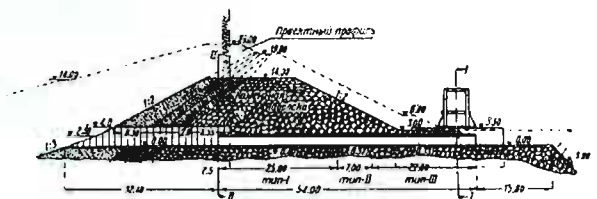
W razie pomyślnym — otrzyma się skrócenie okresu budowy o ca 30% i kilka milionów rubli oszczędności, w razie przeciwnym — wiosenna powódź przeleje się przez zaporę i spowoduje milionowe straty oraz znaczne opóźnienie robót.

Zdając sobie sprawę z sytuacji, kierownictwo nadało budowie od samego początku bardzo ostre tempo i zapewniło sobie na stałe bardzo cenną współpracę doświadczalnego laboratorium wodnego B. B. K. (Bałtycko-Białomorski Kombinat), dzięki czemu były możliwe szybkie i trafne decyzje w najważniejszych kwestiach wynikających na budowie.

Przed wszystkim pomyślnie pokonano trudności spowodowane przyływem i odpływem pobliskiego morza Barentsa. W okresie przyływu prąd rzeki odwracał się i masy wód cofkowych miały przekrój zapory dążąc w górę rzeki, by za kilka godzin odżyć drogę powrotną, sumując się z naturalnym przepływem rzeki. Zjawiska te wywoływały 5-krotny wzrost przepływu (do 400 m³/sek.), i wahanía w stanach wody w granicach od — 1.50 do + 2.50 m. Stopniowe zważanie koryta rzeki w profilu zapory spowodowało stałe zmniejszanie się tych wahań, wielce hamujących budowę, a gdy koryto rzeki ograniczono do kinety o szerokości dna 35 m i głębokości około 4 m, maksymalny odpływ spadł do 160 m³/sek, przy którym rozmywania dna, (umocnionego grubym narzutem), już nie obserwowano.

Przy tym stanie rzeczy, gdy korona zapory doszła już wszędzie (za wyjątkiem kinety i odcinka przeznaczonego pod rurociągi) do koty 4.00, przystąpiono do zainstalowania w jej ciele prowizorycznych przepustów dla przepuszczania wód rzeki po zasypaniu kinety. Światło tych przepustów zaprojektowano na przepływ średni rz. Tułomy z niewielkim zapasem, bowiem nie-

bezpieczeństwo większych wezbrań przed nadejściem wiosny było prawie wykluczone. Baterię przepustów utworzono z 5 rurociągów (o przekroju kwadratowym 2 × 2 m), zbitych na miejscu z okrągłaków sosnowych z oszalowaniem od wewnątrz i zewnątrz. Głowy przepustów cofnięto o 10 m w stosunku do zewnętrznej krawędzi zapory (rys. 3), dla umożliwienia ich przyszłej



Rys. 3.

likwidacji. Przed wlotami ułożono szczelny łotok długości 32 m, należycie zespolony z usypaną uprzednio warstwą nieprzepuszczalną zapory i filtrem. Łotok obciążono szynami kolejowymi. Od strony wylotów dano poszur długości 15,8 m (na ruszcie zakotwionym w narzucie), zakończony krótką pochylnią i prawie poziomą trampoliną o długości 1.55 m.

Cała wyżej opisana konstrukcja przepustów i umocnień była uprzednio zbadana na modelach w laboratorium, przy czym stwierdzono, że przepusty będą mogły odprowadzić 88 m³/sek, przy poziomie górnej wody na kocie 4.00 (dno przepustów na kocie 0.00) i że nie należy obawiać się przesiąkania wody, a trampolina wystarczy dla uniknięcia rozmycia skarpy i podłoża, o ile dolna woda będzie posiadała odpowiednią głębokość.

Po ułożeniu rurociągów i usypaniu nad nimi korpusu zapory do rzędnej 4.00, przystąpiono do zlikwidowania kinety, przez którą wówczas odpływało ca 85% przepływu rz. Tułomy, (15% przez rurociągi). Pracę tę znakomicie ułatwiono sobie przez jednoczesne podpiętrzenie dolnej wody o 1 m za pomocą niskiej prowizorycznej łamy, przegradzającej koryto rzeki o 100 m poniżej zapory. Po przygotowaniu na obu brzegach kinety kamienia, przystąpiono do jej zasypiania, pracując jednocześnie z obu stron z zachowaniem kolejności zasypki ustalonej w laboratorium. Robota została wykonana od jednego zamachu i to znacznie łatwiej niż się spodziewano, pomimo że przepływ na rzece w tym dniu wynosił 75 m³/sek., a maksymalna prędkość dochodziła do 5 m/sek.

W miejscu zasypanej kinety wrzała jeszcze czas pewien gorączkowa praca; należało na tym odcinku doprowadzić narzutowy korpus zapory do wymiarów projektowanych, usypać filtr i przednią warstwę nieprzepuszczalną oraz doprowadzić koronę do koty conajmniej 4.00, wszędzie już osiągniętej. Całą tę pracę trzeba było wykonać tak szybko, aby nie dać się zalać przez wodę spiętrzoną się coraz wyżej przed zaporą. (Rurociągi mogły odprowadzić cały przepływ dopiero po odpowiednim spiętrzeniu wody).

W międzyczasie obserwowano hacznie działanie przepustów, które stanowiły obecnie najgroźniejszy odcinek zapory. Stwierdzono, że przewidywania laboratorium zrealizowały się i w tym wypadku w 100%; rurociągi wykazały minimalne osiadanie, nie deformowały się i nie było w zaporze przecieków.

Równoległe z całą energią były prowadzone roboty minerskie na kanale roboczym i partii przelewową zapory. Przed nastaniem zimy zapora była już doprowadzo-



Rys. 4.

na do koty 14.00, kanał jednak nie był jeszcze gotowy i roboty w nim musiały być kontynuowane zimą.

Po wykonaniu kanału przystąpiono do likwidacji niepotrzebnych już przepustów w cieple zapory. Wloty do nich zamknięto drewnianymi zasuwami, usunięto łotok i poszur, po czym uzupełniono w tej partii zapory narzut kamienny i nim się woda wyżej spiętrzyła, zdołano ułożyć z należytych ubiciem warstwę antyfiltracyjną i filtrową aż do korony zapory. Po zatamowaniu zupełnym przepływu wody w rurociągach, zerwano ich wewnętrzne oszalowanie i wypełniono je szczelnie kamieniem łamanym, ściśle ułożonym i dobrze rozklinowanym. Pozostałe drzewo przeznaczono na zbutwienie w zaporze.

W 2 miesiące po zlikwidowaniu przepustów i rozebraniu tamy ochronnej przed wlotem do kanału roboczego, przyszła powódź wiosenna 1935 r. o kulminacji 1400 m³/sek., która bez żadnych szkód przeszła przez kanał roboczy przy spiętrzeniu wody przed zaporą do koty 10.50. Niewykończona zaporę wytrzymała to spiętrzenie znakomicie.

Tak więc najtrudniejsza część programu budowy została pomyślnie zrealizowana. Dalszy ciąg roboty był już zadaniem zupełnie łatwym.

O centrali hydroelektrycznej brak jakiegokolwiek wzmianki. Podane zdjęcia fotograficzne również nie ujawniają żadnego jej szczegółu. Można się jedynie domyślać, że zakład jest całkowicie ukryty w cieple zapory, (lub kuty w skale) i mieści się w anormalnie rozszerzonej jej części, przylegającej do prawego przyczółka partii przelewowej (rys. 4).

Z podanego opisu widać, że konstrukcja zapory, jak i sposób jej wykonania, znacznie odbiegają od znanych szablonów. Wyniki jednak osiągnięto dobre, tak pod względem jakości jak i kosztów i czasu trwania budowy.

(G i d r o t e c h n i c z e s k o j e S t r o i t e l s t w o, Nr. 11 r. 1936).

Ponieważ większość projektowanych u nas zapór ma również przepuszczalne podłoże, nie jest wykluczonym, że w pewnych wypadkach ten typ zapory dałby się zastosować, szczególnie tam gdzie przy budowie zapory przewidywane jest wydobycie większej ilości kamienia (lub, gdzie kamień jest tani i na miejscu), i gdzie odprowadzenie wody bokiem jest trudne, lub kosztowne.

Należy również podkreślić duże korzyści osiągane na budowie obsługiwanej stale przez dobrze zorganizowane i nowoczesnie wyposażone laboratorium wodne, dostosowane nie do badań naukowych, (jak większość Politechnicznych), lecz do rozwiązywania realnych zagadnień powstających na budowach.

W rozpoczynającym się u nas okresie „wielkiego” budownictwa wodnego, zorganizowanie choćby jednego

takiego laboratorium wodnego, staje się w świetle powyższych uwag, palącą wprost potrzebą.

Inż. T. Borowy.

Regulacja rzek

Pogłębianie nurtu żeglownego na przemiałach przy pomocy materiałów wybuchowych.

W ostatnich latach poczyniono w Rosji szereg doświadczeń na rzekach żeglownych nad pogłębianiem nurtu na przemiałach przy wyłącznym użyciu materiałów wybuchowych. Wyniki doświadczeń okazały się tak zachęcające, że sposób ten zaczyna się szybko rozpowszechniać i wypierać stosowane dotychczas bagrowanie. Przy pomocy odpowiednio dokonanej eksplozji otrzymuje się pożądany efekt w czasie bez porównania krótszym i przy znacznie zmniejszonych kosztach. Jednocześnie eksplozja 40—50 naboju amonalowych, o wadze (każdego) 1—1½ kg. założonych pod wodą, powoduje pogłębienie koryta żeglownego na przemiale piaskowym o 30—40 cm. w ciągu około 30 minut na powierzchni 500 m² i więcej.

W niektórych okręgach komunikacji władze przystępują już do formowania specjalnych brygad z wyszkolonych pracowników do stałej pracy minerskiej na drogach wodnych.

(Wodny transport, Nr. 11, 1936 r.).

Poruszona w notatce sprawa zasługuje na uwagę. Byłoby celowym wyjaśnić u nas drogą doświadczeń istotne koszty tej metody, możliwy zakres jej stosowania i ewentualne skutki wywierane na rybostan rzeczny.

Inż. T. B.

Hydrologia, hydraulika

Przepływ wody w korytach otwartych pod pokrywą lodową.

W naszym klimacie okres zlodzenia przekracza nieraz 3 miesiące w ciągu roku. Często zachodzi zatem konieczność przy opracowywaniu projektów uwzględnienia wpływu powłoki lodowej na warunki przepływu w korycie otwartym, naturalnym lub sztucznym. Stosowane są u nas różne metody, przeważnie dalekie od ścisłości, co się tłumaczy ubóstwem odnośnej literatury technicznej w ogóle, a naszej w szczególności. Rosjanie wyprzedzili nas znacznie w tej dziedzinie i niektóre wypracowane przez nich metody obliczeń można by i u nas stosować z korzyścią.

Hydrotechnicy rosyjscy przeważnie używają do określania prędkości przepływu pod lodem zwykłego wzoru Chezy $v = C\sqrt{R \cdot i}$ lecz modyfikują współczynnik C odpowiednio do zmienionych warunków przepływu. Modyfikację tę wykonywa się za pomocą jednej z więcej rozpowszechnionych formuł, np.:

$$\text{prof. Puzyrewskiego } C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma_1}{\sqrt{R}} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\gamma_2}{\gamma_1}\right)^2} \cdot a},$$

$$\text{inż. G. Lottera (dawny wzór) } C = C_1 \cdot C_2 \cdot \sqrt{\frac{1+a}{C_1^2 + C_2^2}}$$

$$\text{" " " (nowy wzór) } C = \frac{C_1 + a C_2}{1 + a}.$$

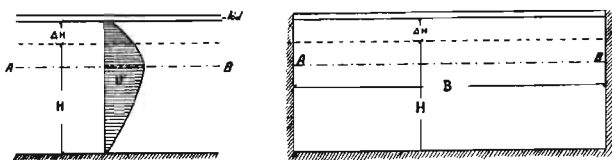
We wzorach tych: C_1 i C_2 — są to współczynniki do wzoru Chezy, określane ze znanych formuł dla danego przekroju koryta, przy szorstkości naturalnej γ_1 (względnie n_1), lub zmienionej γ_2 (względnie n_2) i przy promieniu hydraulicznym koryta R , jednakowym w obu wypadkach.

γ_1 i γ_2 (względnie n_1 i n_2) — współczynniki szorstkości wg. Bazin'a względnie Kutter'a dla ścian koryta i dolnej powierzchni lodu.

a — stosunek obwodu zwilżonego pokrywy lodowej do obwodu zwilżonego koryta.

R — promień hydrauliczny koryta.

Z nowszych prac należy zarejestrować pracę inż. P. Białokonia. Idąc drogą teoretycznych rozważań dochodzi on do wniosku, że wymienione wyżej wzory, dotychczas stosowane, nie uwzględniają dostatecznie tych zmian, jakie zachodzą w warunkach przepływu strugi wodnej przy obecności pokrywy lodowej i dlatego w praktyce obliczeniowej nie zawsze dają rezultaty dostatecznie zgodne z rzeczywistością. Słusznie podkreśla, że dla prawidłowego określenia warunków przepływu pod lodem niedostateczne jest operowanie wyłącznie zależnościami ujętymi we wzorze Chezy i należy wprowadzić dodatkowo do rozważań, zmieniony pod wpływem zlodzenia, układ prędkości na pionach poprzecznego przekroju koryta. Układ ten, inż. Białokón przyjmuje dla uproszczenia obliczeń, jako jednakowy dla wszystkich pionów w przekroju (rozpatruje przekrój prostokątny o dużej szerokości) i zmieniający się tak od strony górnej (od lodu), jak i dolnej (od dna), według 2 parabol (o osi pionowej wspólnej, lecz różnych parametrach) przecinających się w pewnej płaszczyźnie poziomej AB (patrz rys. 1), poniżej której wpływ zlodzenia na



Rys. 1.

prędkość przepływu zanika. Zważywszy następnie, że: 1^o w płaszczyźnie AB prędkości obliczane wg. obydwóch parabol muszą być sobie równe, że 2^o iloczyn powierzchni ograniczonej krzywą rozkładu prędkości i osią pionową, przez szerokość przekroju, daje całkowity przepływ Q oraz 3^o, że spad i dla obu części przekroju, (ponad płaszc. AB i pod nią) jest jednakowy i czyniąc dodatkowo założenia:

a) że przekrój koryta na całym badanym odcinku jest stały,

b) że szorstkość pokrywy lodowej (od spodu) na tymże odcinku jest jednakowa, wobec czego ruch wody w korycie jest nadal jednostajny,

stwierdza, że dla otrzymania po zlodzeniu nadal tego samego przepływu Q , który był przed zlodzeniem przy napelnieniu H , musi nastąpić jednakowy na całym odcinku wzrost napelnienia o pewną wielkość ΔH (nie licząc grubości lodu) i w drodze dłuższego rachunkowego wywodu, posilując się wzorem Manning'a na prędkość, otrzymuje ostatecznie, że:

$$\Delta H = [(1 + a^{3/2})^{0.4} - 1] \cdot H m,$$

$$Q = 0,6 \frac{B(H + \Delta H)^{5/3}}{A^{0.4} \cdot (1 + a^{3/2})^{0.67}} m^3/s$$

We wzorach tych:

Q — całkowity przepływ w korycie zlodzonym przy głębokości pod lodem $H + \Delta H$, dającej się łatwo pomierzyć w naturze.

H — głębokość odpowiadająca temu samemu przepływowi Q w korycie niezlodzonym.

ΔH — konieczny wzrost napelnienia w korycie po zlodzeniu dla zachowania przepływu Q .

B — szerokość koryta w L. W.

$a = \frac{n l}{n}$, gdzie n — współczynnik szorstkości koryta

wg. Kutter'a, n_l — tenże współczynnik, lecz dla dolnej powierzchni lodu; $A = 0,465 \frac{n^{3/2}}{i^{3/4}}$.

W dalszym rozwinięciu swego wywodu inż. Białokón dochodzi do następującego wzoru na zmodyfikowany współczynnik C do wzoru na prędkość Chezy $v = C\sqrt{R i}$, w wypadku przepływu pod lodem:

$$C = C_0 \frac{1}{(1 + a^{3/2})^{0.67}}$$

gdzie C_0 — współczynnik dla koryta bez powłoki lodowej, a — o znaczeniu podanym powyżej.

Wzory powyższe wyczerpują całkowicie zagadnienie przepływu pod lodem dla szerokiego przekroju prostokątnego, do którego można przyrównać przeważający typ koryt rzecznych (wówczas należy R zastąpić przez

$$t_{sr} = \frac{F}{B}).$$

Dla mniejszych koryt naturalnych i sztucznych, dla których wpływ szorstkości ścian bocznych na warunki przepływu musi już być uwzględniany, inż. Białokón otrzymuje przy zastosowaniu analogicznej metody obliczeń wzór następujący, nadający się dla przekroju koryta o dowolnym kształcie:

$$C = C_0 \frac{1}{(1 + a \cdot a^{3/2})^{0.67}}$$

gdzie a — stosunek szerokości koryta B (w L. W.), do obwodu zwilżonego koryta (nie licząc części zlodzonej).

Co się tyczy wielkości ΔH dla tego rodzaju koryt, to wzory wypadły już skomplikowane. Na przykład dla wąskiego koryta prostokątnego

$$\Delta H = \frac{[(1 + a \cdot a^{3/2})^{0.4} - 1] \cdot H}{1 - 0,8(1 + a \cdot a^{3/2})} \frac{H}{B} \cdot a m.$$

Wyżej podane wzory inż. Białokonia, jako wysnute z założeń na ogół słusznych i uwzględniających najważniejsze czynniki wpływające na warunki przepływu wody pod lodem, niewątpliwie dają wyniki więcej zbliżone do rzeczywistości niż dawniejsze wzory, podane na wstępie niniejszej notatki.

W pracy inż. Białokonia brak jest omówienia i podania współczynnika szorstkości dla powłoki lodowej. Autor jednak zapowiada swą nową publikację w tej sprawie, opartą na wynikach dokonanych doświadczeń.

(Gidrotechnischeskoje Stroitelstwo Nr. 12, 1936 r.).

Inż. T. Borowy.

Kanalizacja, wodociągi

Kanalizacja miasteczka Rattenberg w austriackim Tyrolu.

Miasteczko Rattenberg w Tyrolu leży w dolinie rzeki Inn. Położenie wysokościowe miasteczka jest takie, że corocznie w czasie letnich wezbrań Innu woda gruntowa i kanaliczki (z istniejących od dawna pojedynczych kanałów, uchodzących do rzeki) zalewa ulice, podwórza, piwnice domów, a nawet i drogę państwową, przechodzącą przez miasto. W niektórych latach stan taki trwał po kilka tygodni z rzędu, co było zbyt dokuczliwe dla mieszkańców.

Wreszcie przynależne władze (w artykule nie wyszczególniono ich bliżej) zdecydowały się zarządzić zlu. Szczegółowy projekt odwodnienia przyjmuje system zbiorczy dla wszystkich wód, uwzględniając 4 l/s ścieków domowych, 115 l/s wody opadowej, 9,6 l/s wody dopływającej ze stoku i 11 l/s wody przesiąkającej w czasie wezbrań z rzeki.

Wyloty starych kanałów do rzeki zostały skasowane, a ścieki odprowadzone do kolektora, biegnącego równoległe do rzeki. Zarówno sam układ kolektora jak i jego fundowanie na niektórych odcinkach zasługują na dokładniejsze omówienie.

Od kolektora wymagano mianowicie, aby był na całej swej długości szczelny, tak by ścieki miejskie nie mogły wsiąkać w grunt i zanieczyszczać go. Równocześnie jednak należało zapewnić odpływ wód gruntowych dopływających ze stoku gór oraz wód wsiąkających w grunt z rzeki. Zadanie rozwiązano, zakładając we wspólnym wykopie szczelny rurociąg kamionkowy o średnicy 500 mm dla odprowadzenia ścieków domowych i wód opadowych i 2 ciągi drenów o średnicy 100 mm dla ujęcia wymienionych wyżej wód gruntowych.

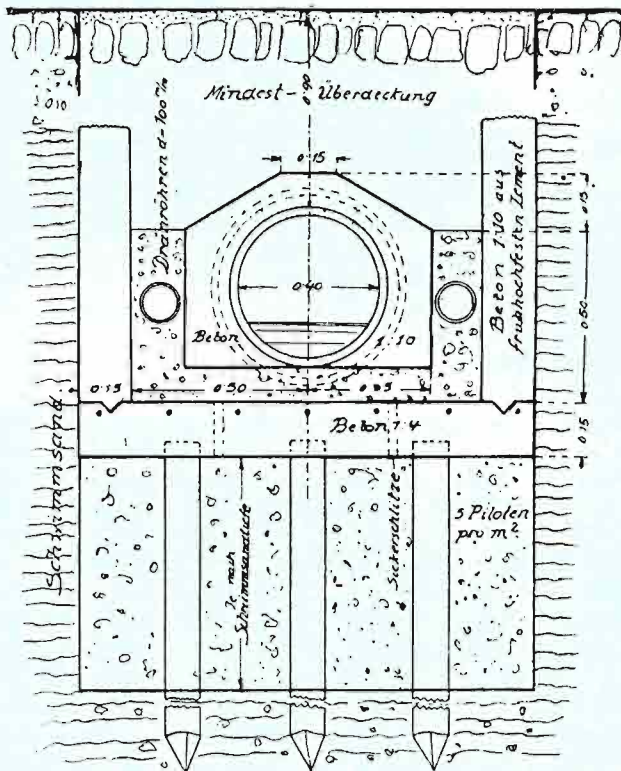
Woda z drenów dostaje się do głównego rurociągu za pośrednictwem studzienek rewizyjnych, w których mieszczą się obok siebie wyloty wszystkich 3 ciągów.

W kilku miejscach trasa kolektora przecina gniazda kurzawki. W miejscach tych należało zastosować szczególną ostrożność, gdyż szybki spływ wody do drenów mógłby wprowadzić w ruch znaczne masy kurzawki i spowodować usuwiska w terenie lub na zsoście, a także zalać kanały. Chcąc zarządzić temu niebezpieczeństwu ułożono w tych miejscach rurociągi w korycie żelbetonowe (patrz rysunek), złożonym z płyty podstawowej, w której umieszczono szczeliny dla przenikania wody gruntowej oraz z 2 pionowych ścianek o grubości 15 cm. Koryto to spoczywa na palach, bitych po 5 na 1 m² powierzchni. Przestrzeń między palami oraz wnętrze koryta wypchnięto żwirem.

Ujście kolektora do rzeki mieści się na poziomie średniej wody; przy wyższych stanach wody w rzece

wylot zostaje pod naporem wody zamknięty kłapą, która uchyla się następnie, gdy w kanale nastąpi nadwyżka ciśnienia i wypuszcza nagromadzone ścieki.

W czasie dłużej trwających wysokich stanów kłapa pozostaje zamknięta, a ścieki, gromadzące się w kanale muszą być przepompowywane do rzeki. Do tego celu



Przekrój poprzeczny kolektora.

służy stacja, mieszcząca pompę wirową o wydajności 150 l/s, poruszaną za pomocą prądu z pobliskich elektrowni wodnych. Uruchomienie i wyłączenie pompy odbywa się samoczynnie przy pomocy urządzenia pływającego, uzależnionego od stopnia napełnienia kanału nadpływającymi ściekami.

Budowę urządzeń ukończono w roku 1934 kosztem 82600 szylingów austriackich. Podczas wezbrań (coprawda małych i krótkotrwałych), obserwowanych w latach następnych, urządzenia działały zadowalająco. (Wasserwirtschaft und Technik 1936. Nr. 35-36).

Inż. Otton Faust.

Przegląd czasopism polskich

Nowy okręg przemysłowy, a droga wodna Wisły.

W Nr. 4, 37 r. „Czasopisma Technicznego” pojawił się artykuł prof. M. Matakiewicza, w którym autor, między innymi, omawia znaczenie Wisły, jako przyszłej wielkiej drogi wodnej dla nowego centralnego okręgu przemysłowego. Autor zwraca uwagę, że sprawa przygotowania Wisły dla potrzeb tego okręgu staje się już pilną koniecznością. W najbliższym czasie ma się przystąpić do wykonania pierwszych podstawowych prac dla uprzedzenia nowego centrum. W szczególności ma być wykonany rurociąg dla przeprowadzenia gazu ziemnego z Roztok przez Sandomierz do Ostrowca, Skarżyska

i Pionek z odnogami do większych ośrodków. Następnie zostanie przeprowadzona linia wysokiego napięcia: Rożnów — Mościce — Warszawa, która zasili w ten sposób, mając powstać ośrodki przemysłowe. W związku z tym musi być uzupełniona sieć komunikacji drogowych i kolejowych, a dla taniego dowozu surowców należy stworzyć odpowiednią komunikację wodną.

O znaczeniu dogodnej komunikacji wodnej dla nowego centrum przemysłowego można wnioskować z przykładów zagranicznych, gdzie wiele okręgów przemysłowych zawdzięcza swój byt istnieniu dróg wodnych.

Wisła, która przecina osiowo nasz okrąg centralny, nadaje się znakomicie do tego celu i po odpowiedniej regulacji może dać dużą drogę wodną, która ustępować będzie tylko Renowi i Dunajowi, z pośród rzek zachodnio i środkowo europejskich.

Autor bliżej omawia odcinek Wisły od ujścia Przemyskiego do ujścia Sanu. Całkowity koszt uregulowania tego odcinka oblicza na ca 33 mil. zł. W sumie tej koszt ukończenia regulacji od ujścia Przemyskiego do ujścia Dunajca (razem z regulacją dolnej części Dunajca) wynosić ma ca 5 mil. zł, regulacja Wisły od Dunajca do Sandomierza 25 mil. zł, oraz koszt odcinka Wisły od Sandomierza do ujścia Sanu ca 3 mil. zł.¹⁾

Przez wydatkowanie w ciągu 5 — 6 lat rocznie po 5 — 6 mil. zł., można doprowadzić tonaż kursujących statków na odcinku od Krakowa do Sanu do 600—700 t.²⁾ Wobec czego przy udanej regulacji uzyskuje się doskonałą drogę wodną (około 300 km długości)³⁾, która stworzy najlepsze podstawy do szybkiego uprzemysłowienia i rozwoju nowego okręgu.

Poza tym autor podaje cały szereg znanych względów, które przemawiają za nagłą potrzebą przystąpienia do regulacji tego odcinka Wisły.

Podkreśla przy tym, że regulacja jej (szczególnie na małą wodę) w dużym stopniu zwiększy efekt pracy zbiorników karpaccich, mających zasilać Wisłę w czasie posuchy. (Obecnie za granicą w podobnych wypadkach ustala się profil koryt rzecznych dla stanu absolutnie najniższego).

W końcu autor zaznacza, że uruchomienie robót regulacyjnych na Wiśle przyczyni się poważnie do zmniejszenia bezrobocia w rejonach wsi nadwiślańskich.

Stalowe konstrukcje spawane w budownictwie wodnym.

W październiku r. 1936 obradował w Berlinie II Międzynarodowy Kongres Mostów i Konstrukcji Inżynierskich. Jedno z posiedzeń poświęcone było zastosowaniu stali w budownictwie wodnym.

Prof. St. Bryła w artykule swym, omawiającym najnowsze prądy w budownictwie stalowym, podaje między innymi, że po przeglądzie przedstawionych na Kongresie referatów, dotyczących najrozmaitszych badań konstrukcyj nitowanych i spawanych — okazało się, że połączenia spawane wykazały swą bezsporną wyższość w pierwszym rzędzie w budownictwie wodnym, w którym oprócz wytrzymałości dużą rolę odgrywa szczelność.

Autor zaznacza, że o ile były zastrzeżenia ze strony przeciwników spawania, że brak jest doświadczeń,

któreby mogły stwierdzić możliwość stosowania tego sposobu połączeń we wszystkich w ogóle konstrukcjach stalowych — to w dziale budowli wodnych została uznana bezsporna wyższość spawania, nawet przez tych inżynierów, którzy występowali w obronie nitowania. Odnosna rezolucja Kongresu brzmi:

„Spawanie posiada ogromne zalety w budownictwie wodnym przy wykonywaniu elementów płytowych i narażonych na skręcanie. Wodoszczelność da się uzyskać łatwo przy pomocy spawania. Również z powodu łatwiejszego utrzymania stalowych budowli wodnych jest spawanie często korzystniejsze od nitowania”.

Poza przytoczeniem innych rezolucyj, charakteryzujących najnowsze prądy w dziedzinie konstrukcji stalowych, autor zwraca uwagę na rosnącą stale tendencję wykonywania stalowych konstrukcji za pomocą spawania. Jest to spowodowane w dużej mierze tym, że konstrukcje spawane są w wielu wypadkach wytrzymalsze od nitowanych (co obecnie zostało stwierdzone) oraz tym, że są lżejsze (10—25%), tańsze (u nas 5—20%) i łatwiejsze w wykonaniu przy odpowiednio wykwalifikowanym personelu. Odnosnie wytrzymałości połączeń spawanych kongres staje na stanowisku, że spoiny stykowe, dominujące dziś w połączeniach spawanych, są znacznie wytrzymalsze na zmęczenie aniżeli nity.

W końcu prof. Bryła zaznacza, że spawanie nie tylko jest kwestią ekonomii i dalszego postępu techniki. Już teraz za tym sposobem połączeń przemawia łatwość i szybkość wykonywania konstrukcji stalowych spawanych. Spawanie winno być zatem wysunięte na pierwszy plan jako system najkorzystniejszy ze względu na obronę państwa. Niemcy bowiem i Rosja Sowiecka szybko przechodzą na spawanie, które daje możliwość szybkiego wznoszenia konstrukcji stalowych i łatwość ich odbudowy.

(Przegląd Techniczny r. 1937, Nr. 3).

Szalowanie i rusztowanie przy budowie zapory w Porąbce.

Często zachodzą wypadki, że przy budowie mała poświęca się uwagi takim pracom pomocniczym jak szalowanie i rusztowanie. Stanowisko to nie jest słuszne. Szalowanie stanowi dość znaczną część kosztu konstrukcji betonowej lub żelbetonowej. Od racjonalnego zaprojektowania szalowań zależy również szybkość postępu robót i jakość ich wykonania. Sprawa ta nabiera większego znaczenia przy wykonywaniu dużych budowli, (z wodnych należy wymienić zapory, większe śluzy i jazy), gdzie nieodpowiedni typ szalowań w większym, niż gdzieindziej, stopniu powoduje gorsze wyniki techniczne i utrudnia należyte zorganizowanie prac przy budowie.

Z tego punktu widzenia na uwagę zasługują szalowania i rusztowania zastosowane przy wykonywaniu budowy zapory w Porąbce (Przegląd Budowlany nr. 2 1937).

Na rys. 1 i 2 pokazano typowe szalowania ścian pionowych zapory. Grubość poziomych warstw betonowanych wynosiła tu ca 2 m. Jako szkieletu szalowań użyto trójkątnych stojaków ramowych, ustawionych co 0.9 m. Pierwotny rozstaw stojaków co 1.4 m okazał się niewystarczający, ze względu na występowanie wstrząsów przy wyladunku betonu, wyrzucanego z kulbów o pojemności ca 3 m³ z wysokości 2,5 m. Poza tym szalowanie było narażone na wstrząsy od ubijaczek pneumatycznych.

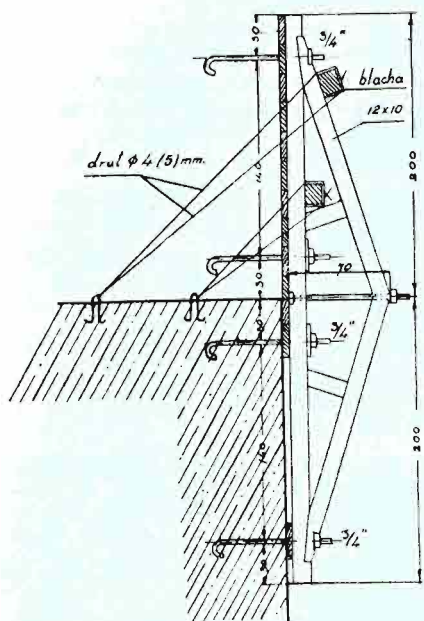
¹⁾ Autor uwzględnił w tym regulację na małą wodę.

²⁾ Powyżej Krakowa, po regulacji, otrzyma się typ nieco mniejszej drogi; na zachowanie zaś wzmiankowanego tonażu aż do zagłębia węglowego zezwoli projektowany kanał: Kraków—Katowice.

³⁾ Odcinek od ujścia Przemyskiego do ujścia Sanu.

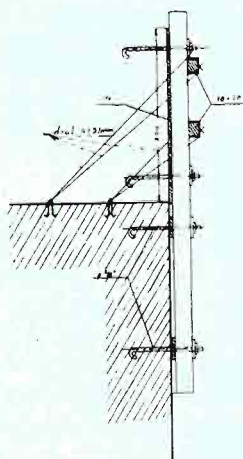
To wszystko spowodowało, że szalowania i rusztowania przy zaporze musiały być wykonane dostatecznie starannie i mocno.

Wspomniane stojaki zamocowywano przy pomocy



Rys. 1.

kotew, których końce z gwintem po zdjęciu szalowania obcinano, szwajnowano i używano ponownie do następnych kotew. Dodatkowe zamocowanie stojaków stanowi-



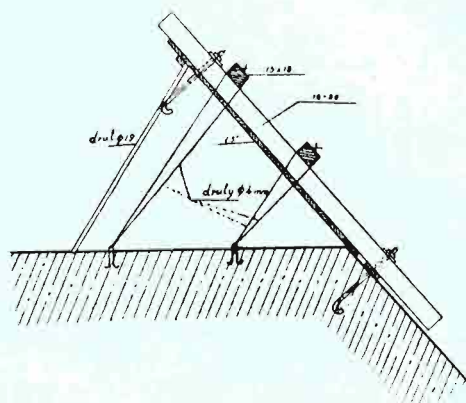
Rys. 2.

ły ściąagacze z drutów, zakotwione w ułożonym już betonie i rozstawione w odstępach 1 — 2,5 m.

Przy szalowaniu strony odpowietrznej (pochylej) zapory stosowano stojaki jak na rys. 3. Wystarczyła tutaj jedna kotwa, a dla umożliwienia należytego naciągnięcia ściąagaczy oraz dla dokładnego ustawienia oszalowania, podpierano stojaki dodatkowo żelaznymi prętami, które pozostawały w betonie.

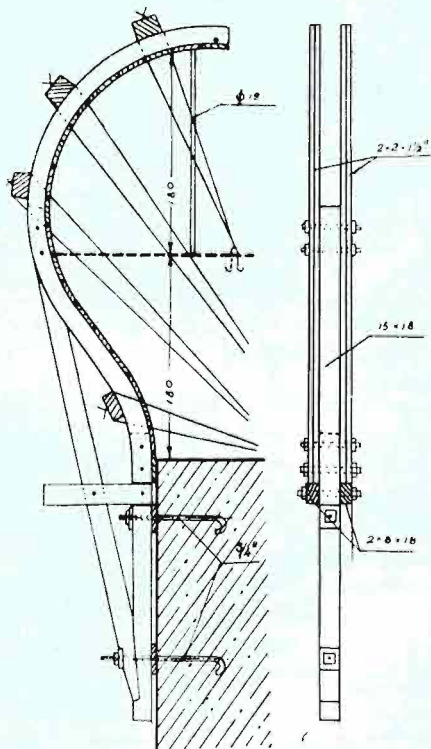
Na uwagę zasługuje szalowanie głowic przelewów. Całość przedstawiona na rys. 4 została wykonana wtedy, gdy do koty przelewu brakowało tylko 3,6 m. Betonowanie głowicy wykonano w dwóch warstwach po 1,80 m grubości. Szalowanie głowicy musiało być wyposażone w większą ilość ściąagaczy, a po wykonaniu pierwszej warstwy, dodatkowo jeszcze podparte prętami żelaznymi.

Otwory wlotów do turbin wymagały szalowania tylko w części bb—dd (rys. 5). W dolnej części wlotu szalowanie było zbyteczne ze względu na zainstalowanie tu przewodów z rur żelaznych.



Rys. 3.

Szalowanie górnej części wlotów do turbin, gdyby było wykonywane na miejscu przeznaczenia, sprawiłoby wiele kłopotu ze względu na ograniczony czas przezna-

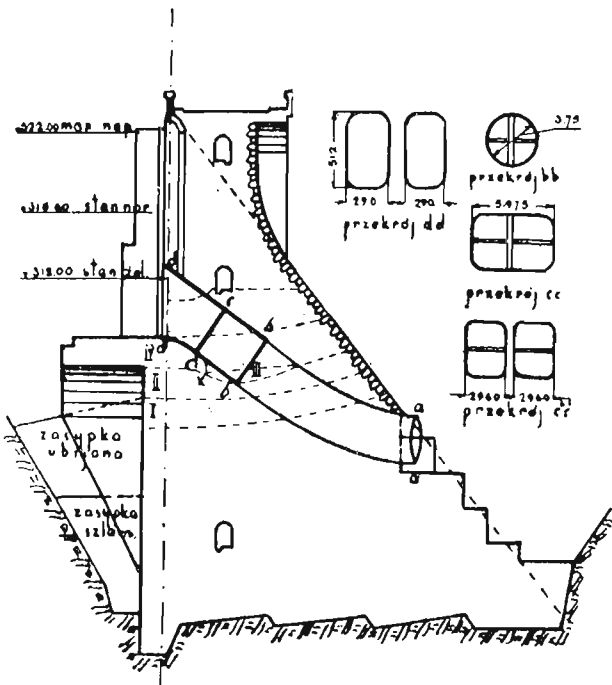


Rys. 4.

czony na montaż szalowania, wynoszący 6 dni, (normalna przerwa między betonowaniem dwóch warstw) oraz ze względu na trudny montaż (wysokie rusztowanie). Uniknięto tych trudności w ten sposób, że szalowanie części bb—cc zostało całkowicie zmontowane na innym bloku i przetransportowane na miejsce przeznaczenia przy pomocy kolejki linowej. Część szalowania na odcinku cc—dd była domontowywana stopniowo. Szkielet części bb—cc wykonano z 4 ram sklinowanych, rozstawionych co 50 cm, szkielet cc—dd, gdzie wlot przepławia się — z 2 ram sklinowanych pośrodku; szkielet obito deskami 1/2\"/>

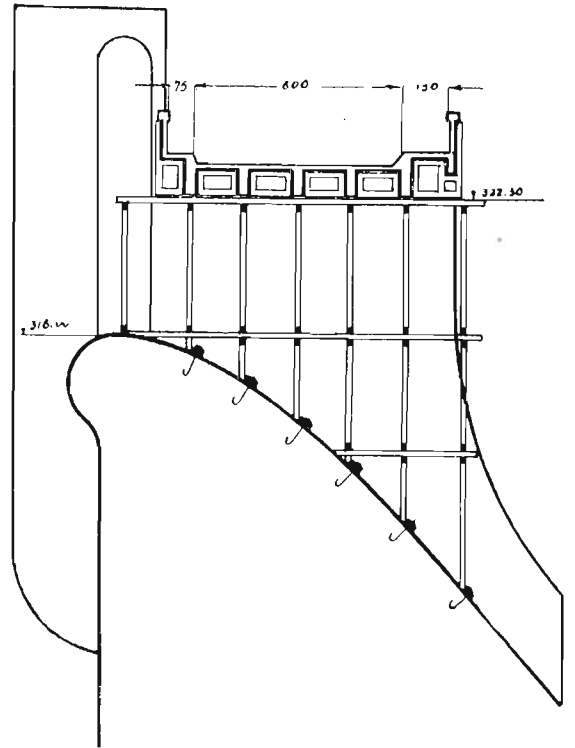
Przy wykonywaniu prowizorycznego otworu (6 × 5,5 m) w murze przegrody dla odprowadzania wód podziemnych w okresie budowy, zastosowano szalowanie

szego oparcia zastrzałów, w drugiej fazie trapezowe wneki, dla oparcia belek głównych. W ten sposób uniknięto większej ilości podpór słupowych zmniejszających



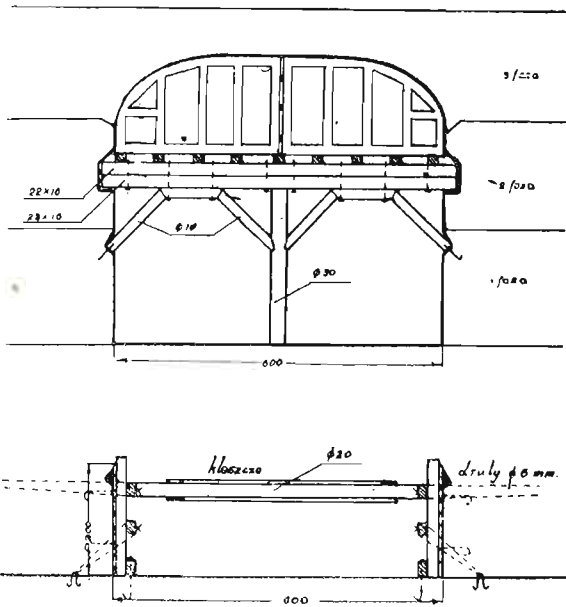
Rys. 5.

jak na rys. 6. Przy zaprojektowaniu tego szalowania należało się liczyć z tym, by z jednej strony nie zmniejszać światła przepustu dużą ilością podpór, a z drugiej stro-



Rys. 7.

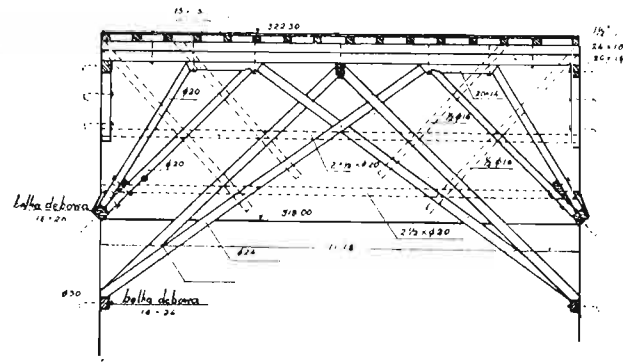
świetła przepustu do czasu zdjęcia szalowań (28 dni). Krężliny składały się z dwóch ram sklinowanych pośrodku.



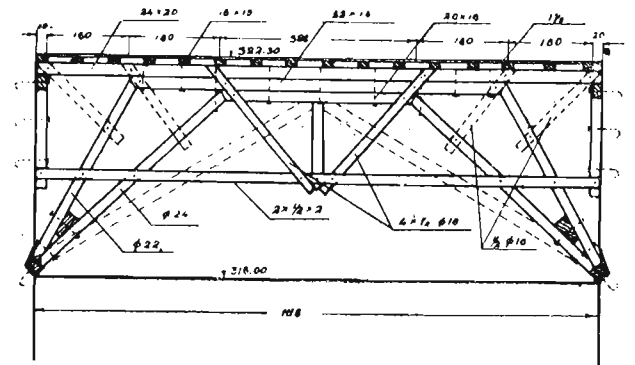
Rys. 6.

ny — mieć gwarancję minimalnych ugięć przy betonowaniu sklepienia. Szalowanie dla wykonania pierwszej warstwy betonu (na rys. 6 1 faza) przedstawia dolna część rysunku, szalowanie trzeciej warstwy — górna jego część¹⁾. W pierwszej fazie betonowania pozostawiono w murze trójkątne wneki z kotwami dla później-

¹⁾ Przy betonowaniu II warstwy użyto stojaków osadzonych na ankrach wypuszczonych w I fazie betonowania.



Rys. 8.



Rys. 9.

Największe niewątpliwie trudności wynikły przy projektowaniu rusztowań dla mostów nad przelewami, których światło wynosiło 11,18 m. Początkowo zastosowano tutaj system słupkowy rusztowań (rys. 7). Na powierzchni przelewu ułożono legary, które zostały zamocowane ankrami uprzednio zabetonowanymi. Na legarach wsparto słupy rusztowań. Od strony odpowietrznej zastosowano 3 piętrowe rusztowanie celem uniknięcia trudności montażowych i zmniejszenia długości wybażalnej słupów.

Rusztowanie to okazało się niepraktyczne, wymagało bowiem dużej ilości materiału, powodowało osiadanie przy betonowaniu (dochodzące do 4 cm od strony odpowietrznej), oraz nie pozwalało na równoczesne pokrywanie powierzchni przelewu warstwą utwardniającą „betetu”. Z tych powodów zaprojektowano dla pozostałych

mostów rusztowanie typu zastrzałowego, oparte wyłącznie na filarach mostowych (rys. 8). Ten typ rusztowań wymagał mniej materiału, dawał mniejsze osiadanie przy betonowaniu oraz umożliwił pokrywanie przelewu „betetem”. Ramy rozporowe od strony odwodnej musiały być niższe. Przyjęto tutaj typ ramy pokazany na rys. 9 (podwójny trapez i podwieszenie w środku). Na skutek różnych wysokości, rama od strony odpowietrznej dawała osiadanie mniejsze, dochodzące do 1,4 cm, od strony wody większe — 2,1 cm.

Przy ustawianiu i przenoszeniu rusztowań duże ułatwienie dawała kolejka linowa, która zmontowana w dogodnym miejscu rusztowania i mostki prowizoryczne przewoziła na miejsce przeznaczenia.

(Przegląd Budowl. Nr. 2. 1937 r.).

Inż. K. Puczyński.

Wiadomości gospodarcze i prawne

Kredyty na roboty wodno-komunikacyjne.

W roku budżetowym 1937/38 na roboty wodne w zakresie działania Ministerstwa Komunikacji przeznaczono z sum budżetowych 8.500.000 zł, z kredytu inwestycyjnego sumę 15.000.000 zł. — razem 23.500.000 zł.

Z powyższych kwot na regulacje rzek, utrzymanie szlaków żeglownych i spławnych przypadnie 2.970.000 zł, na budowę zbiorników (wraz z wywłaszczeniem gruntów) — 10.450.000 zł, na sztuczne drogi wodne — 3.324.000 zł, na zabudowanie górskich rzek i potoków — 1.470.000 zł, na budowę portów rzecznych — 476.000 zł, na inne budowle, na studia i pomiary — 4.810.000 zł.

Komunikacja wodna na Renie i działalność portów w Strasburgu i Bazylei.

Działalność portu w Strasburgu wiąże się w pewnym stopniu z obrotami portu w Bazylei, jak to wynika z podanych poniżej danych o stosunkach geograficzno-ekonomicznych Szwajcarii, ze specjalnym uwzględnieniem portu w Bazylei.

Szwajcaria, przy 44% pow. nieużytków, jest jeśli chodzi o produkty spożywcze w 80% zależną od zagranicy (w r. 1932 importowała 1 mil. t. zboża, 235000 t. owoców i jarzyn). Rozwój przemysłu (zajęcie 50% ludności), mimo wyzyskania sił wodnych, zmusił do wprowadzenia w r. 1934 — około 3.670.000 t. węgla.

W tym stanie rzeczy istnienie dobrych dróg wodnych, łączących Szwajcarię z zagranicą, jest kwestią, decydującą w rozwoju krajowych stosunków ekonomicznych.

Ren, łączący port Bazylei z Morzem Północnym, na odcinku Strasburg — Bazylea jest trudny dla żeglugi z powodu 1. niestałości i nierówności koryta, 2. niedostatecznej ilości wody i 3. nadmiernej szybkości prądu (3,5 — 5 m/s). Wskutek tego średni okres nawigacyjny z 10 lat na tym odcinku wynosi tylko 100 dni w roku.

Wybudowanie projektowanego kanału Alzackiego (108 km) stworzyło by idealne warunki komunikacyjne między Strasburgiem a Bazyleą. Ograniczono się jednak chwilowo do zbudowania kanału na odcinku Village

Neuf — Kembs (6 km), który to odcinek umożliwi komunikacji reńskiej omińcie niebezpiecznej zapory na Renie pod Istein.

Towary przychodzące do Strasburga (w okresie niepozwalającym na użycie odcinka Renu Strasburg—Bazylea) są przeładowywane z barek o pojemności do 3000 ton na barki 300-tonnowe i kierowane do Bazylei kanałem Ren — Rodan, a następnie kanałem Hunningue. Komunikacja ta ze względu na płytkość i wąskość kanału oraz ilość śluz (52) jest uciążliwą. Przy wyższym stanie wody na Renie, komunikacja ze Strasburga do Bazylei przez kanał pod Kembs nie napotyka na specjalne trudności.

W tym stanie rzeczy Strasburg odgrywa rolę portu przeładunkowego dla towarów, kierowanych do Bazylei i wybudowanie kanału Alzackiego w całości pociągnęło by dla portu w Strasburgu niekorzystne następstwa. Zniesienie w r. 1936 wyłączności flagi francuskiej przy transporcie towarów między koloniami a portem w Strasburgu będzie miało zapewne duży wpływ dodatni na obroty tego portu.

Ostatnio przeprowadzono na kanałach Ren — Rodan i Hunningue szereg prac inwestycyjnych dla ułatwienia komunikacji (zelektryfikowanie śluz, częściowe poszerzenie kanałów, przebudowa mostów, wprowadzenie elektr. traktorów dla holowania barek).

Na tle tych stosunków komunikacji wodnej na Renie, podane niżej cyfry zilustrują działalność portu w Strasburgu w roku 1935, oraz koszty holowania i przewozu towarów na drogach wodnych. Obrót portu strasburskiego wynosił w r. 1935 — 5.385.654 tonn (w 1930 r. ok. 5,7 mil. t.). Weszło towarów 3.318.633 t., wyszło 2.067.021 t.; w tym weszło węgla 1.888.572 t., zboża — 601.608 t., wyszło rudy żelaznej 1.026.177 t., potasu 501.082 t.

Ogółem weszło statków:	4.378
statków parowych	217
statków motorowych	1.468
Wyszło barek	4.383
statków parowych	216
statków motorowych	1.116

W roku 1935 wyekspedowano ze Strasburga do Bazylei via kanał Ren—Rodan i Hunningue 1.172.247 tonn.

Wg. wykazu z r. 1932 (kiedy komunikacja na górnym Renie była znacznie trudniejsza, niż obecnie) koszt transportu 1 t. towaru z Antwerpii do Bazylei wynosił:

	drogą wodną	koleją
Zboże	10 fr. szw.	22,5 fr. szw.
Benzyna	17 „ „	28,0 „ „
Cukier	10 „ „	28,0 „ „
Olów	10 „ „	23,9 „ „

Transport cukru czechosłowackiego kosztował drogą wodną Elba — Ren 26,0 fr. szw., koleją zaś — 53,4 fr. szw.

Różnica kosztów transportu jest jeszcze większa przy eksporcie z Bazylei Renem w kierunku do morza. Koszty transportu wodnego w tym kierunku są 5 — 6 razy mniejsze od kolejowych!

Koszt wynajęcia barki oraz holowania wynosił w r. 1934 średnio na 1 tonnę, na odcinku:

Amsterdam — Strasburg	— 2,52 fl. hol.
Antwerpia — Strasburg	— 4,55 fl. hol.
Strasburg — Amsterdam	— 1,64 fl. hol.
Rotterdam — Strasburg	— 26,87 fr. fr.
Rotterdam — Bazylea	— 11,04 fr. szw.
Strasburg — Antwerpia	— 9,08 fr. fr.

Średni koszt holowania tonny towarów na linii Rotterdam — Bazylea i Antwerpia — Bazylea wynosił 7,22 fr. szw.

Koszt przewozu jednej tonny towaru statkiem motorowym wynosił na linii:

Amsterdam — Strasburg	— 5,58 fl. hol.
Antwerpia — Strasburg	— 4,88 fl. hol.
Strasburg — Amsterdam	— 4,50 fl. hol.
Antwerpia — Bazylea	— 8,25 fl. hol.
Strasburg — Antwerpia	— 3,51 fl. hol.
Bazylea — Antwerpia	— 7,04 fl. hol.

Obrót towarów na głównych kanałach, łączących Strasburg ze środkiem Francji w r. 1935 był następujący:

Kanał na linii Paryż — Strasburg (Marna — Ren, de Vitry le François — Ren) ok. 5 mil. t.

Kanał Rodan — Ren, St. Symphorien — Ren i kanał de la Bruche ok. 2,3 mil. t.

Ren i Kanał Alzacki — ok. 7,3 mil. tonn.

Ogólny obrót towarów na Renie wynosił w 1935 r. 5.453.875 t. Żegluga reńska stale się rozwija. Jednym z przykładów było zbudowanie 2 statków reńsko-morskich „Bernina” i „Albula”.

W czerwcu 1936 r. odbyła się pierwsza eksperymentalna podróż statku „Bernina” z Londynu do Bazylei. Jest to jeden z pierwszych statków, przeznaczonych do bezpośredniej komunikacji Bazylei z portami Morza Północnego i Bałtyku. Długość statku wynosi 57 m, szerokość — 7,5 m, wysokość — 3 m. Przy maksymalnym zanurzeniu — 2,7 m może transportować 435 tonn. Posiada motor Diesla 220 HP i rozwija szybkość 17 km/godz. Z przodu mieszczą się kajuty dla załogi, z tyłu — hala maszyn i mieszkanie kapitana.

Ogólny tonaż statków reńsko-morskich powiększył się w r. 1935 w dwójnasób.

Oplaty za przewóz w żegludze śródlądowej Rzeszy w sierpniu i wrześniu 1936 r.

W ostatnim numerze 36 r. czasopisma „Zeitschrift für Binnenschifffahrt” (str. 386) zestawiono, opierając się na danych Państwowego Urzędu Statystycznego („Wirtschaft und Statistik” 18 i 20 1936 r.), opłaty za przewóz w żegludze śródlądowej Rzeszy w sierpniu i wrześniu 1936 r., dodając dla porównania odpowiednie cyfry także za miesiąc lipiec 1936 r., jakoteż za lipiec, sierpień i wrzesień 1935 r.

Pierwsze zestawienie, podające tylko opłaty w markach niemieckich za przewóz 1 tonny towaru na danej przestrzeni, zostało uzupełnione przez dodanie długości dróg przewozu w km. oraz opłat za 1 t/km w fenigach niemieckich.

Zestawienie wskaźników opłat za przewóz w żegludze śródlądowej dla wszystkich dróg wodnych oraz dla dróg wodnych dorzecza Renu i dorzecza Elba — Odra w tych samych okresach czasu, umożliwia porównanie opłat w danych okresach czasu z opłatami w roku 1913. Wskaźnik wyliczono, oznaczając opłaty w roku 1913 cyfrą 100.

Poza tym podano jeszcze średnie stany wody w punktach charakteryzujących dane dorzecze.

Średnio w miesiącu sierpniu zmiana opłat za przewóz w żegludze śródlądowej była mała w porównaniu z opłatami w lipcu. Wskaźnik dla wszystkich dróg wodnych wynosił 88,8 (w 1913 r. = 100), w lipcu zaś 89,0; był zatem o 8,7% niższy niż w sierpniu 1935 r. Obniżenie się wskaźnika w porównaniu z r. 1935 tłumaczy się głównie znacznie wyższymi stanami wody na rzekach niemieckich, co umożliwiło lepsze wykorzystanie łodzi w sierpniu 1936 r. Na Renie opłaty za przewóz rudy z Rotterdamu do portów rzeki Ruhr obniżyły się przy mało ożywionym ruchu, ponieważ dowóz rudy żelaznej drogą morską z Hiszpanii i Marokka prawie zupełnie ustał, przez co podaż wolnego tonażu dalej wzrosła. Opłaty za przewóz zboża Renem wzrosły natomiast w sezonie, mimo stosunkowo słabego ruchu w kierunku wschodnio-zachodnim, spowodowanym przez opóźnienie się żniw.

Opłaty za przewóz towarów masowych w dół rzeki Elby były, z powodu niskiego stanu wody, nieco wyższe niż w lipcu. Opłaty za przewóz na Odrze pozostały w sierpniu bez zmian.

We wrześniu nastąpił wzrost ogólnego wskaźnika opłat za przewóz w żegludze śródlądowej w porównaniu z sierpniem o ok. 2% do wartości 91 (1913 = 100), niższej jednakże o 7% od wartości we wrześniu 1935 r.

Stan wody na Elbie częściowo znacznie się obniżył. Z powodu bardzo ograniczonej możliwości wykorzystania środków do transportu, opłaty za przewóz towarów masowych były około 20% wyższe niż w sierpniu.

Na Renie natomiast warunki dla żeglugi we wrześniu były nadal korzystne. To też prawie wszystkie opłaty za przewóz utrzymały się na poziomie miesięcia poprzedniego, wyłączając opłaty za przewóz rudy z Rotterdamu do Dniśburga, które były nieco niższe z powodu wysokiej podaży wolnego tonażu.

Zestawienie opłat.

Opłata za przewóz na odcinku	Odległość w km	Rodzaj towaru	1935			1936			U w a g i
			lipiec	sierpień	wrzesień	lipiec	sierpień	wrzesień	
Rotterdam — Porty nad Ruhr	215	ruda żelazna	0.46 0.21	0.46 0.21	0.46 0.21	0.61 0.28	0.50 0.23	0.46 0.21	R.M. za 1 t Fen. za 1 t km
Rotterdam — Kolonia	308	zboże	1.01 0.33	1.01 0.33	1.01 0.33	1.06 0.34	1.10 0.36	1.10 0.36	" "
Rotterdam — Mannheim	570	"	1.90 0.33	1.89 0.33	1.89 0.33	1.44 0.25	1.56 0.27	1.56 0.27	" "
Porty nad Ruhr — Rotterdam	215	węgiel	0.90 0.42	0.90 0.42	0.91 0.42	0.90 0.42	0.90 0.42	0.90 0.42	" "
Porty nad Ruhr Antwerpen	330	"	1.20 0.36	1.20 0.36	1.21 0.37	1.20 0.36	1.20 0.36	1.20 0.36	" "
Kanał Ren-Herne—Mannheim	397	"	2.15 0.54	2.15 0.54	2.23 0.56	2.05 0.52	2.05 0.52	2.05 0.52	" "
Mannheim — Rotterdam	570	sól	1.22 0.21	1.39 0.24	1.39 0.24	1.14 0.20	1.27 0.22	1.27 0.22	" "
Hamburg — Magdeburg	293	towary masowe	5.37 1.83	6.34 2.16	6.50 2.22	4.00 1.37	4.00 1.37	5.13 1.75	" "
Hamburh — Halle (tranzyt)	435	"	8.00 1.84	8.84 2.03	9.00 2.07	6.30 1.45	6.30 1.45	7.75 1.78	" "
Hambuug — Riesa	511	"	8.70 1.70	9.54 1.87	9.70 1.90	7.00 1.37	7.00 1.37	8.45 1.65	" "
Hamburg — Tetschen	630	"	10.70 1.70	11.54 1.83	11.70 1.86	8.00 1.27	8.00 1.27	9.45 1.50	" "
Magdeburg — Hamburg	293	sól	1.70 0.58	1.70 0.58	1.70 0.58	1.70 0.58	1.70 0.58	1.70 0.58	" "
Kosel — Berlin (Oberspree)	553	węgiel	5.90 1.07	5.90 1.07	5.90 1.07	5.90 1.07	5.90 1.07	5.90 1.07	" "
Kosel — Szczecin	628	"	4.10 0.65	4.10 0.65	4.10 0.65	4.10 0.65	4.10 0.65	4.10 0.65	" "
Wrocław (Maltsch) Szczecin	440	"	2.18 0.50	2.18 0.50	2.18 0.50	2.18 0.50	2.18 0.50	2.18 0.50	" "
Tylia — Królewiec	149	celuloza	1.90 1.28	1.90 1.28	1.90 1.28	1.75 1.17	1.75 1.17	1.75 1.17	" "

Wskaźniki opłat za przewóz w żegludze śródlądowej (1913 = 100)

Wszystkie drogi wodne	95.0	97.3	98.2	89.0	88.8	91.0
Dorzecze Renu	81.4	81.2	82.4	80.8	80.1	79.7
Dorzecze Elba — Odra	123.4	131.5	132.0	104.0	105.0	114

S t a n y w o d y w c m

Ren w Caub	269	184	183	354	354	241
Wezera w Karlshafen	218	205	202	225	233	229
Elba w Magdeburgu	—9	—21	—21	71	53	21
Odra w Ransern	169	156	167	211	271	216

Inż. Marian Nelkowski

Niemiecki ruch tranzytowy po drodze wodnej Odra — Wisła.

W roku 1936 ruch tranzytowy z Rzeszy Niemieckiej do Prus Wschodnich i w kierunku odwrotnym zaczął — w związku z polityką dewizową (znany z prasy spór

polsko-niemiecki, o zapłatę za kredytowane przewozy kolejowe) — korzystać w szerszej mierze z drogi wodnej Odra — Wisła.

Podczas gdy w latach od 1927 do 1935 ilość przewożonych tą drogą towarów wynosiła od 444 do 16253 t. rocznie, to w przeciągu 11 miesięcy roku 1936 przewie-

ziono 64238 t. Do przewozów w kierunku do Prus Wschodnich użyto 143 statków przy wyzyskaniu ładowności w 62%; w kierunku powrotnym przewozy wykonano za pomocą 126 statków, wyzyskanych w 57%.

Ciekawe jest zestawienie towarów, przewożonych tą drogą. Do Prus Wschodnich przewieziono 13800 t. węgla kamiennego, 6190 t. brykietów, 1660 t. koksu, 2700 t. cegły, 3100 t. wapna, 1200 t. cementu, 700 t. innych materiałów budowlanych, ponadto dość znaczne ilości marmelady, ogórków, grochu, cukru i innych artykułów spożywczych.

W kierunku powrotnym przewieziono 14900 t. celulozy i 13200 t. drzewa.

Ze względu na znaczne oszczędności, uzyskane przez przerzucenie tranzytu z kolei na drogę wodną, należy spodziewać się dalszego rozwoju przewozów na tej drodze. (Zeitschrift für Binnenschiffahrt 1937, Nr. 1).

Inż. Otton Faust.

Życie techniczne

Komisja Wodna Polskiego Komitetu Energetycznego.

Dn. 12 listopada 1936 r., pod przewodnictwem Prof. M. Rybczyńskiego odbyło się posiedzenie Komisji Wodnej P. K. En., poświęcone sprawie Kanału Czarnomorskiego.

Po wysłuchaniu referatu p. Dr. K. Tołwińskiego, który w dłuższym przemówieniu omówił geograficzno-hydrograficzne warunki Polski, rolę Wisły w życiu gospodarczym kraju, oraz potrzebę uzupełnienia systemu wodnego Kanałem Czarnomorskim, wywiązała się dyskusja, w czasie której Prof. M. Matakiewicz, powołując się na swój projekt tej drogi wodnej, ogłoszony w „Przełądzie Technicznym” z 1927 r., wskazuje na potrzebę podejścia do sprawy budowy kanału Czarnomorskiego od strony wyzyskania energii wodnej Dniestru. Inż. J. Puzyna przedstawił projekt połączenia kanałem robotniczym dopływów Dniestru i doprowadzenia wody do Sannu w rejonie Przemyśla, wyzyskując spad 60 m dla produkcji 150.000.000 KWh.

W dalszej dyskusji zabierali głos pp.: inż. T. Tillinger, omawiając koszty przewozów i konkurencję kolei oraz dróg wodnych Wisła — Dniepr i Wisła — Odra — Dunaj, płk. Pikusa, który podkreślił znaczenie kanału Czarnomorskiego dla obrony Państwa oraz jego wartość gospodarczą, Dyr. E. Romański, przedstawiając stanowisko Ministerstwa Komunikacji, inż. H. Herbich — omawiający stronę energetyczną zagadnienia, oraz pp.: Prof. Rybczyński, inż. Zwierzański, Rundo, Wowkiewicz i dyr. Zubrzycki. W wyniku ożywionej dyskusji, wykazującej zgodność poglądów na poruszoną sprawę, postanowiono zawiązać Komitet dla sprawy Kanału Czarnomorskiego, który by miał za zadanie zbadanie podstaw ekonomicznych i energetycznych zagadnienia oraz jego propagandę.

Na wniosek prof. M. Matakiewicza, Komitet ten postanowiono utworzyć przy Komitecie Energetycznym z siedzibą w Warszawie.

Zjazd Inżynierów Wodnych Rz. P.

W dniach 30 i 31 stycznia br. w gmachu Politechniki Warszawskiej odbył się Zjazd Inżynierów Wodnych Rz. P. połączony z jubileuszem dwudziestoletniej działalności Koła Inżynierii Wodnej Studentów Politechniki Warszawskiej.

Nowe złoża bazaltowe na Wołyniu.

Na 166 km rz. Styru w odległości około 4 km od rzeki we wsi Police, wykryte zostały złoża bazaltu, których eksploatacja została już uruchomiona. Nowopowstała Spółka z o. o. „Wołyńskie Kamieniołomy Bazaltowe” (poczta Rafałówka, skrz. poczt. Nr 13) oferuje brukowiec obrobiony I gat. po 13,50 zł za tonnę (loco kamieniołomy) i po 15,25 zł/t (loco brzeg Styru), brukowiec II gat. po 9,50 zł i 11,25 zł, kamień łamany na bruk po 4,75 zł/t (loco kamieniołomy) i 6,50 zł (loco brzeg Styru), kamień łamany na tłuczeń po 3,75 zł i 5,50 zł, oraz tłuczeń ręczny po 5,50 zł i 8,50 zł.

Wskutek bliskiego położenia kamieniołomów nad rz. Styrem, przewidywane są nowe ładunki na Styrze.

Uroczystości rozpoczęto nabożeństwem w kościele Zbawiciela i następnie akademią w auli Politechniki Warszawskiej, po której nastąpiło otwarcie Zjazdu Inżynierów Wodnych Rz. P. Przewodniczył p. Dyr. E. Romański.

Przy szczerze wypełnionej sali w obecności PP. Ministrów J. Ulrycha i J. Poniatowskiego, J. M. Rektora prof. J. Zawadzkiego, W. Ministra J. Piaseckiego, przedstawicieli PP. Ministrów Spraw Wewnętrznych, Skarbu, Wyznań Religijnych i Oświecenia Publicznego, Przemysłu i Handlu oraz licznie reprezentowanego świata naukowego i spokrewnionych organizacji — Dyr. E. Romański wita Zjazd, oddając hołd zmarłym w ostatnich czasach ś. p. Prof. inż. Janowi Łopuszańskiemu, inż. Janowi Opolskiemu, Prof. inż. Mieczysławowi Rybczyńskiemu i Dyr. inż. Karolowi Brodowskiemu. Obecni uczcili przez powstanie pamięć Zmarłych.

Przystępując do spraw Zjazdu przewodniczący oświadcza, że niewątpliwie najgorętszą wolą uczestników Zjazdu jest widzieć naszą Rzeczpospolitą rozbudowaną, zamożną i silną i wznosi okrzyk: „Najjaśniejsza Rzeczpospolita Polska, Prezydent prof. Ignacy Mościcki, Naczelny Wódz Marszałek Edward Śmigły-Rydz — Niech żyją!”

Okrzyk ten z pełnym entuzjazmem został powtórzony przez obecnych trzykrotnie. Również hucznymi oklaskami przyjęto wniosek wysłania depesz hołdowniczych do Pana Prezydenta Rzplitej Prof. Ignacego Mościckiego, do Pana Marszałka Edwarda Śmigłego-Rydz, do Pana Premiera Gen. F. Sławoj-Składkowskiego i do Pana Wicepremiera Inż. E. Kwiatkowskiego.

Z licznych mów powitalnych, które wygłaszali przedstawiciele rządu, nanki i organizacji spokrewnionych, na plan pierwszy wysunąć należy przemówienie Pana Ministra J. Ulrycha, który serdecznie witając Zjazd i wyrażając swoje uczucia przyjaźni dla zebranych, stwierdza, że spuścizna po zaborcach zostawiła kraj nasz w dziedzinie wodnej daleko w tyle za innymi państwami Europy; oświadcza jednak, że ruszyliśmy już z impasu w sprawach wodnych i dziś wszyscy doceniają wartość tego zagadnienia dla Państwa; — w związku z tym zbliża się nowa era dla inżynierów wodnych, era wyłączonej pracy. W zakończeniu Pan Minister życzył Zjazdowi owocnych obrad oraz dużego rozwoju Stowarzyszeniu Inżynierów Wodnych.

Następnie odczytano liczne listy i depesze gratulacyjne, m. in. od P. Wicepremiera E. Kwiatkowskiego, P. Ministra W. Świętosławskiego, PP. Wiceministrów A. Bobkowskiego i A. Rosego.

Po części inauguracyjnej Zjazdu Dyr. E. Romański wygłosił referat: „Gospodarka wodna w Polsce”, w którym dał przegląd naszej gospodarki wodnej, omówił zadania i możliwości w tej dziedzinie, oraz w kilku słowach naszkicował zarys najważniejszych prac hydrotechnicznych zagranicą.

Następny prelegent, Nacz. J. Misiaczek w referacie: „Roboty wodno-melioracyjne z zakresu Min. Roln. i Ref. Roln.” omówił kwestię melioracji podstawowych, sprawy melioracji na obszarach objętych przerobową ustroju rolnego, sprawy administracji wodno-melioracyjnej i inne, po czym Insp. W. Bayer wygłosił referat: „Cele i zadania nowopowstałego Stowarzyszenia Inżynierów Wodnych Rz. P.”.

W związku z pracami Zjazdu wybrano dwie komisje: organizacyjną pod przewodnictwem Dyr. E. Romańskiego i zawodową pod przewodnictwem Prof. M. Nestorowicza.

W drugim dniu zjazdu Dyr. W. Rabczewski wygłosił referat p. t.: „Wodociągi i kanalizacje miast polskich”, w którym po stwierdzeniu niezbędności urządzeń wodociągowo-kanalizacyjnych dla życia człowieka, dał przegląd historyczny rozwoju tych urządzeń w świecie, oraz omówił aktualne zagadnienia z tej dziedziny w Polsce.

Następnie przyjęto wnioski i dezyderaty komisji, z których na plan pierwszy wysunąć należy wniosek komisji organizacyjnej, stwierdzający palącą potrzebę powołania do życia Stow. Inż. Wodnych R. P. i wzywający

wszystkich uczestników Zjazdu do wzięcia czynnego udziału w pracach powstającego stowarzyszenia.

Wśród pozostałych przyjętych wniosków przewijała się myśl zasadnicza, stwierdzająca, że ciężkie położenie inżynierów wodnych zarówno pod względem prawnym, jak i materialnym, nasuwa poważne obawy na przyszłość, przeto Zjazd uważa za konieczne stworzenie nowych szerszych praw dla inżynierów i techników wodnych.

Na tym zakończono obrady zjazdu.

Po krótkiej przerwie odbyło się pod przewodnictwem Dyr. E. Romańskiego zebranie organizacyjne Stow. Inż. Wodnych Rz. P.

Na wniosek przewodniczącego Prezesem Stowarzyszenia obrano Inż. Wacława Bayera. W skład Zarządu Głównego weszli: inż. inż. E. Romański, W. Kozłowski, W. Jankowski, J. Wojciechowski, J. Domaniewski, M. Harusewicz i J. Misiaczek.

Do Komisji Rewizyjnej weszli: inż. I. Wewiórski, W. Święciakowski, K. Wóycicki, a do Sądu Koleżeńskiego: inż. inż. K. Rodowicz, W. Rabczewski i J. Wowkonowicz.

W wolnych wnioskach uchwalono wysokość wpisowego — 3 zł oraz składki miesięcznej — 1 zł.

Na zakończenie postanowiono wysłać depesze do Pana Prezydenta Rzplitej Ignacego Mościckiego i do P. Marszałka Edwarda Smigłego-Rydzka oraz złożono podziękowanie Organizatorom Zjazdu i Stowarzyszenia za doskonałą organizację, a P. Dyr. E. Romańskiemu — za sprężyste prowadzenie obrad Zjazdu i zebrania organizacyjnego.

Sprawozdanie finansowe Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej

za okres od 1 stycznia do 31 grudnia 1935 r.

z uwzględnieniem bezpośrednich obrotów administracji czasopisma „G o s p o d a r k a W o d n a”

Przychody

Rozchody

Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a				Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a			
		Poszcze- gólnie		Razem				Poszcze- gólnie		Razem	
		zł	gr	zł	gr			zł	gr	zł	gr
1	Pozostałość na 1.1:					1	Wydawnictwa			2.345	31
	a) kasa	459	45			2	Konfer. Powodziowa			325	40
	b) rach. czek. P. K. O.	7.895	03	8.354	48	3	Wydatki bieżące:				
2	Składki członków:						a) kancelaryjne	21	85		
	a) za 1931 r.	6	—				b) opłaty pocztowe	34	38		
	b) „ 1932 „	60	—				c) „ manipulac. w P. K. O.			60	41
	c) „ 1933 „	152	—				i K. K. O.	4	18		
	d) „ 1934 „	361	—			4	Czasopismo „Gospodarka Wodna”			7.139	65
	e) „ 1935 „	798	—								
	f) „ 1936 „	6	—	1.383	—						
3	Wydawnictwa				223	77					
4	Udziały w konferencji powodziowej				54	—					
5	Zwrot opłat pocztowych				3	10					
6	Odsetki:										
	a) na rach. P. K. O.	8	66								
	b) „ „ K. K. O.	76	38	85	04						
7	Czasopismo „Gospodarka Wodna”:										
	a) subwencje	4.400	—							9.870	77
	b) prenumeraty	586	50							6.643	70
	c) ogłoszenia	1.404	25								
	d) różne z tytułu kosztów handl.	20	33	6.411	8						
	O g ó ł e m			16.514	47		Razem wydatki				
							Saldo			16.514	47
							O g ó ł e m				

Bilans netto
na 31 grudnia 1935 r.

Aktywa				Passywa			
Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a		Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a	
		zł	gr			zł	gr
1	Rach. kasy	229	56	1	Rach. subwencji	1.230	73
2	„ czekowy P. K. O.	211	14	2	„ składek członkowskich	3.771	29
3	„ bieżący K. K. O.	6.203	—	3	„ „Gospodarki Wodnej”	1.641	68
	S u m a	6.643	70		S u m a	6.643	70

Rachunek czasopisma „Gospodarka Wodna”
(1935 r.)

Przychody					Rozchody						
Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a				Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a			
		Poszczególnie		Razem				Poszczególnie		Razem	
		zł	gr	zł	gr			zł	gr	zł	gr
1	Subwencje:					1	Zaliczki na wydatki bieżące . . .			6.620	—
	a) Min. Komunikacji	2.000	—			2	Odpisane za sprzedane wydawnictwa Stow.			12	32
	b) „ Roln. i R. R.	1.400	—			3	Zaksięgowane bezpośrednie wpływy adm. czasopisma „Gosp. Wodna”			507	33
	c) Woj. Komitetu Pomocy dla powodz.	1.000	—	5.900	—						
	d) Stowarz. Gosp. Wodn.	1.500	—								
2	Za druk sprawozd. z konf. Powodziowej			675	—						
3	Dopłata Stow. Gosp. Wodn. za prenumeraty ulgowe			195	25						
4	Prenumeraty:										
	a) pobr. przez Stow.	548	50								
	b) bezpośrednio	38	—	586	50						
5	Ogłoszenia:										
	a) pobr. przez Stow.	955	25								
	b) bezpośrednio	449	—	1.404	25						
6	Różne z tytułu kosztów handlowych			20	33						
	S u m a			8.781	33						
							Ogółem			7.139	65
							Saldo			1.641	68
							S u m a			8.781	33

UWAGA: Zestawienie nie uwzględnia nie wpłaconych do dn. 31.XII.1935 r. należności przez klientów administracji czasopisma „Gospodarka Wodna” na sumę 950 zł 25 gr. z którą to sumą saldo dodatnie rachunku czasopisma „Gospodarka Wodna” na dzień 1 stycznia 1936 r. wynosi 2.591 zł 93 gr.

Skarbnik:

(—) inż. Swięciakowski

Prezes:

(—) prof. M. Rybczyński

Sekretarz:

(—) inż. K. Rodowicz

Przejrzano na posiedzeniu Komisji Rewizyjnej dn. 26 maja 1936 r.

(—) A. Konopka

(—) W. Bayer

Z działalności Koła Wodno-Melioracyjnego przy Stowarzyszeniu Techników Polskich w Warszawie.

W dniu 19 lutego 1937 r. odbyło się doroczne Walne Zebranie Koła, na którym ustępujący zarząd z prezesem inż. Edw. Romańskim na czele złożył sprawozdanie z działalności Koła za rok 1936. Następnie na wniosek Komisji Rewizyjnej zostało ustępującemu Zarządowi udzielone absolutorium.

W wyniku przeprowadzonych wyborów weszli do Zarządu Koła: Prezes — inż. Jerzy Domaniewski, Sekre-

tarz — inż. Andrzej Szczawiński, Skarbnik — inż. Grzegorz Szwarz, członkowie Zarządu — inż. Edward Romański, inż. L. Gumiński, inż. S. Sienkowski, inż. Zygmunt Tyszka, inż. K. Mysłakowski, inż. K. Puczyński, inż. Jan Guca i inż. Janusz Łarzewski.

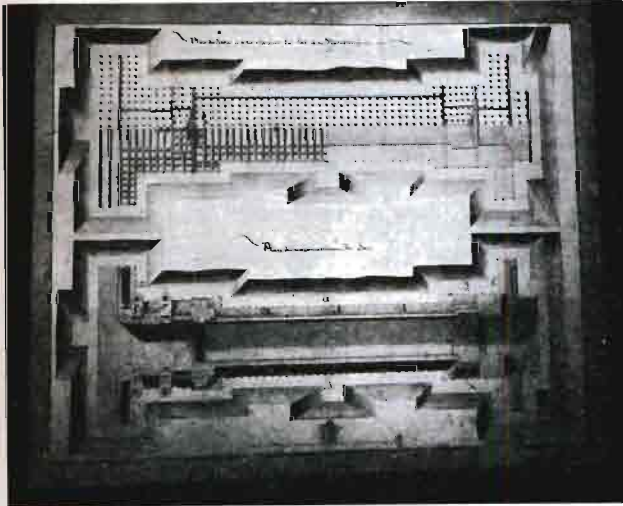
Komisja Rewizyjna: inż. L. Sikorski, inż. W. Limanowski i inż. St. Smoleński.

Delegaci do Rady Delegatów Stowarzyszenia Techników: inż. Stan. Sienkowski i inż. L. Gumiński.

Delegaci do Rady Naukowo-Technicznej: prof. St. Turczynowicz i prof. Cz. Skotnicki.

Z Muzeum Komunikacji.

Istniejące od 1931 r. Muzeum Komunikacji (Nowy Zjazd 1) — do niedawna jeszcze znane jako Muzeum Kolejowe — stale rozwija się, uzupełniając nowymi eks-



Plan z 1827 r. śluzy w Białobrzegach na Kanale Augustowskim.

ponatami bogaty materiał, który daje możność popularnego zaznajomienia się z kwestią komunikacji w Polsce.

Na zbiory Muzeum składają się ekspozyty z pawilo-



Model portu w Płocku.

nu P. K. P. na Targach Lwowskich z r. 1927, z Powsz. Wystawy Krajowej w Poznaniu w r. 1929, Międzynarodowej Wystawy Komunikacji i Turystyki w r. 1930



Model pogłębiarki.

i ostatnio z Wystawy Przemysłu Metalowego i Elektrotechnicznego w r. 1936.

Niebawem odbędzie się otwarcie kilku nowych działów, m. in. działu dróg wodnych, w którym oprócz planów, map, rysunków, fotografii, znajdą miejsce liczne modele obiektów z dziedziny budownictwa i taboru wodnego.

Ogólnopolski Zjazd Inżynierów i Jubileusz P. T. P. we Lwowie.

Pierwszy Polski Kongres Inżynierów. Naczelna Organizacja Inżynierów R. P., grupująca w chwili obecnej 14 związków inżynierskich, organizuje pierwszy polski kongres inżynierów w odrodzonej Ojczyźnie.

Z okazji przypadającego w b. r. 60-letniego jubileuszu Polskiego Towarzystwa Politechnicznego, Kongres odbędzie się we Lwowie, aby w ten sposób uczcić zasługi najstarszej polskiej organizacji inżynierskiej.

Kongres odbędzie się pod hasłem „Mobilizacja twórczej energii dla gospodarczego uniezależnienia Polski” w dniach od 12 do 16 września b. r.

Komitet organizacyjny Kongresu, powołany przez Prezydium Naczelnej Organizacji Inżynierów, prowadzi energiczne prace przygotowawcze, opracował już program Kongresu, stworzył plan referatów i przystąpił do gromadzenia środków finansowych, czyniąc starania, aby w zjeździe tym wzięli udział nie tylko inżynierowie zamieszkali w kraju, lecz również Polacy z zagranicy. Należy podkreślić, że zamiarem organizatorów jest skłonienie wszystkich inżynierów polskich do wzięcia udziału w Kongresie, a nie tylko inżynierów zrzeszonych w 14-tu związkach należących do N. O. I.

Dążeniem komisji referatowej Kongresu jest zebranie tematów, które dadzą się powiązać w logiczną, konstruktywną całość, prowadzącą do syntezy twórczych myśli inżynierskich, dotyczących najpoważniejszych problemów gospodarczo - technicznych, aktualnych dla polskiej racji stanu w chwili obecnej.

Takimi najpoważniejszymi aktualnymi problemami zajmującymi cały świat inżynierski jest podniesienie zdolności obronnej Państwa i stworzenie technicznych podstaw do szybkiego rozwoju gospodarczego, do likwidacji bezrobocia oraz do zapewnienia dobrobytu społeczeństwa.

Zajedyną najkrótszą drogę prowadzącą do osiągnięcia powyższych celów należy uznać pełną mobilizację sił twórczych, którymi organizm gospodarczy i społeczny Państwa rozporządza w postaci: 1) konstruktywnej myśli, 2) energii świata pracowniczego, 3) zasobów naturalnych i 4) gotowości urzędów naszego kraju.

Praktyczne rozwinięcie na wszystkich odcinkach technicznej twórczości naczelnej idei mobilizacji sił i środków dla wzmoczenia potencjału gospodarczo-obronnego Rzeczypospolitej jest dziś szczególnym obowiązkiem inżynierów, jako reprezentantów szczytów myśli technicznej kraju.

Na swoim pierwszym Kongresie, przypadającym w tak poważnym i trudnym zarazem dla Państwa okresie, inżynierowie zamierzają w zgłoszonych na Kongres pracach, przedstawić myśli i projekty ze swoich dziedzin tak dobrane pod względem zawartego materiału, aby mogły złożyć się w sumie w jednolitą koncepcję programową.

Komitet Organizacyjny I-o Kongresu Inżynierów.

Bibliografia

Przegląd Melioracyjny.

W końcu m-ca lutego ukazał się I-y numer „Przeglądu Melioracyjnego” — organu Koła Wodno-Melioracyjnego przy Stowarzyszeniu Techników Polskich w Warszawie.

W zeszłym roku ukazywał się on jako kwartalnik, poświęcony melioracjom rolnym i pokrewnym działom techniki i rolnictwa, a w bieżącym roku będzie wychodził jako dwumiesięcznik.

Na treść I-go numeru składają się artykuły: St. Rychłowskiego. — „Przyczynki do zagadnienia melioracji Polesia” inż. J. Szowhenowa — „O sposobach wyznaczania spływu wysokich wód letnich” i D. Pronina „Spostrzeżenia w sprawie upraw rolnych większych kompleksów torfowych północnego Wołynia”, a poza tym działy obejmujące „Wiadomości z kraju”, „Wiadomości z zagranicy”, „Posiedzenia, zjazdy i kongresy” i „Przegląd piśmiennictwa”.

Inż. Arch. J. Dahin. Prof. Akademii Politechnicznej w Paryżu. „Recueil de planches de béton armé”. (Zbiór tablic dotyczących konstrukcji żelbetonowych).

Praca ta, wydana przez firmę Dunod, w Paryżu rue Bonaparte 92, została opracowana nie tylko dla użytku inżynierów i techników, lecz również dla użytku przedsiębiorców, kalkulatorów i osób, zajmujących się z jakiegokolwiek tytułu konstrukcjami żelbetowymi.

Zbrane i uporządkowane w tablicach schematy dotyczące poszczególnych elementów, najczęściej spotykanych konstrukcji (belki, płyty, słupy, ściany), pozwalają w sposób szybki i prosty wyznaczać w pierwszym przybliżeniu wymiary elementów, ich zbrojenie, ilości materiałów i szalowania.

Wydawnictwo to, będące tomem I, odnoszącym się do budowli naziemnych (domy, szkielety, zbiorniki, przykrycia hal fabr.) zaopatrzone jest w liczne rysunki i fotografie, oraz krótki a przejrzysty zarys teorii żelbetu. Dalšie tomy w opracowaniu.

Bielicki W., inż. Rury betonowe. Nakładem Związku Fabryk Cementu. 1936. str. 143. 132 rys., cena zł 2.—.

Na treść książki składają się rozdziały: zastosowanie rur betonowych, materiały składowe rur bet., rodzaje rur bet., wyrób ręczny i maszynowy, wady wykonania, pielęgnowanie rur, układanie w wykopach, trwałość, wymiarowanie, obliczanie i badanie rur betonowych. Praca ta stanowi obszerną monografię, dosłownie wyczerpującą całość zagadnień związanych z tymi rurami.

Ponieważ w tej chwili rozpoczynają się na wielką skalę zakrojone inwestycje wodociągowo-kanalizacyjne i związane z tym zakładanie lub rozbudowa betoniarni do wyrobu rur, ukazanie się tej pracy uważa należy za bardzo aktualne. Szczególnie może ona odegrać dużą rolę ucząc, jak należy wykonywać te rury, aby odpowiedziały one stawianym im wymaganiom.

Szniolis H., inż. Studnie i ich ochrona przed zanieczyszczeniem. Wydawnictwo Państwowej Szkoły Higieny.

Książka wyczerpująco omawia budowę, ochronę i obsługę studni wiejskich. Ze względu na przejrzysty i popularny układ treści, powinna dotrzeć do najszerszych kół pracowników samorządowych małych miasteczek i wsi.

Mapa polskich dróg wodnych. Z tablicami i tekstem objaśniającym w opracowaniu inż. T. Tillingera. Wydanie II poprawione i uzupełnione na podstawie materiałów Biura Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji. Warszawa, 1936. Skład główny Księgarnia Wł. Michalak i S-ka, dawniej Książnica-Atlas. Warszawa, Nowy Świat 59. Cena zł. 5.

Mapa polskich dróg wodnych wydana została w skali 1:1.000.000 w barwach. Tekst objaśniający zawiera zestawienia rzek żeglownych, spławnych, sztucznych dróg wodnych polskich i częściowo zagranicznych, stanowiących przedłużenie dróg wodnych polskich. Osobne tabele podają kilometrowanie rzek, dane o regularnych liniach żeglugi towarowo - pasażerskiej i inne.

Rudolf Z. inż. mgr. Podstawy organizacyjne akcji ochrony rzek przed zanieczyszczeniem w Polsce. Odbitka z pamiętnika X Zjazdu Higienistów Polskich w Katowicach. Str 11.

Broszura pod powyższym tytułem omawia prawodawstwo, kompetencję władz w zakresie ochrony przed zanieczyszczeniem rzek, aktualne zarządzenia oraz zadania Międzyministerialnej Komisji Ochrony Rzek na najbliższą przyszłość.

Szczegółowy podział dorzeczy Gostyńki, Przemszy i Chechła. Wydawnictwo Państwowej Służby Hydrograficznej w Polsce. Warszawa, 1935, str. 41 + mapa.

Jest to kolejny zeszyt z serii opracowań szczegółowego podziału dorzeczy poszczególnych rzek.

Wyniki pomiarów objętości przepływu, wykonanych w dorzeczu Prypeci w latach 1932 — 1935. Wydanie Instytutu Hydrograficznego, Warszawa, 1936, str. 49.

Praca ta obejmuje 224 pomiary hydrometryczne w 78 przekrojach zasadniczych oraz 48 pomiarów, wykonanych w 27 przekrojach na korytach bocznych.

Z. Zakrzewski. Ogłoszenie prasowe. Wydawnictwo Polskiego Związku Wydawców Dzienników i Oświaty. Warszawa, 1936. Skład Główny: Księgarnia Gebethnera i Wolffa. Cena zł. 4.

Pierwsze trzy tomy Wydawnictw Związku Wydawców poświęcone zostały zagadnieniom ustawodawstwa prasowego i służby agencji-informacyjnej.

Obecnie ukazał się na półkach księgarskich tom. IV. Wydawnictw Związku Wydawców, poświęcony sprawom ogłoszeniowym p. t. „Ogłoszenie Prasowe”.

Żukowski Olgierd. Stątek morski i rzeczny. Nakładem Państwowego Wydawnictwa Książek Szkolnych, Lwów 1936

Praca ta zapełnia lukę, która do tej pory w dziedzinie popularnej wiedzy okrętowej istniała. „Stątek morski i rzeczny”, napisany przez kpt. marynarki Żukowskiego, autora kilku prac popularno-morskich, jest wydawnictwem potrzebnym, przede wszystkim dla szkolnictwa, a pouczającym dla szerokiego ogółu.

Książka podzielona na cztery części, obejmuje wiadomości z teorii statku, jego budowy (szczegółowy opis stocznicy), mechanizmy okrętowe, pomieszczenia, wyposażenie, pojęcie o urządzeniach nawigacyjnych i sygnałowych, o personelu (kapitan i załoga); specjalna część poświęcona jest okrętom wojennym. Znajdujemy tam wszystko od kotwicy do działa, od silnika do żyroskopu. Liczne rysunki i ilustracje uzupełniają dziełko, napisane przejrzysto.

Redaktor naczelny: Inż. E. Romański.

Redaktor odpowiedzialny: Inż. M. Chudzyński.

Dział „Z literatury techn.": Inż. K. Puczyński.

Wydawca: Stowarzyszenie Członków Kongresów Gospodarki Wodnej.

Komitet Redakcyjny: inż. inż. Barcikowski, Gumiński, Herbich, Kollis, Misiaczek, Myslakowski, Prokopowicz, Rodowicz, Romański, Rundo, Sienkowski, prof. Skotnicki, Tillinger, prof. Turczynowicz, Zubrzycki.