

# GOSPODARKA WODNA

DWUMIESIĘCZNIK

Rok III

Warszawa, Wrzesień – Październik 1937 r.

Nr. 5

Przedruk artykułów i reprodukcja zdjęć bez podania źródła wzbronione

**Treść:** Odezwa Prezydium Polskiego Związku Wydawców Dzienników i Czasopism.—Przemówienie P. Ministra Komunikacji płk. Juliusza Ulrycha na uroczystości poświęcenia i otwarcia portu w Płocku. — *Matakiewicz M. prof. dr inż.* Kiedy będziemy budować w Polsce drogi wodne? — *Romański E. inż.* Na przełomie... — *Ostromęcki J. dr inż.* Torf jako materiał uszczelniający w budownictwie wodnym. — *Kollis W. inż.* Kolmatacja przy pomocy roślin wodnych dla celów regulacji rzek.—*Śliwiński Z. inż.* Rola niskotermicznych cementów w budowie zapór betonowych.—Z I-go Polskiego Kongresu Inżynierów. — Z robót wodnych w kraju. — Z literatury technicznej. — Wiadomości gospodarcze i prawne. — Recenzje i krytyki. — Życie techniczne.

**Sommaire:** Proclamation de la présidence de l'Union des éditeurs des journaux en Pologne. — Discours prononcé par M. Jules Ulrych, Ministre des Communications, à l'inauguration du nouveau port à Płock. — *Matakiewicz. M. prof. dr ing.* Quand la construction des voies navigables sera-t-elle commencée en Pologne? — *Romański E. ing.* Le commencement de la nouvelle phase dans la construction hydro-téchnique en Pologne. — *Ostromęcki G. dr ing.* La tourbe comme matériel d'étanchement en construction hydro-téchnique. — *Kollis L. ing.* La colmatation à l'aide des plantes aquatiques comme moyen d'aménagement des fleuves. — *Śliwiński Z. ing.* Le ciment spécial en construction des barrages de béton. — Le premier Congrès polonais d'ingénieurs. — Les travaux hydro-téchniques en Pologne. — Revue des publications techniques. — Informations économiques et juridiques. — Compte-rendus et critique. — Chronique.

## Odezwa Prezydium Polskiego Związku Wydawców Dzienników i Czasopism

Nadchodzi nowa zima okres ciężkiej troski dla tych wszystkich, którzy pozbawieni są pracy. Wprawdzie rok ostatni poważnie zmniejszył ich zastępy, ale mimo to są jeszcze w kraju krocie ludzi, dla których zima oznacza ponure widmo nędzy, głodu i chłodu.

Najwyższe czynniki w Państwie zainicjowały więc wznowienie działalności Ogólnopolskiego Obywatelskiego Komitetu Zimowej Pomocy Bezrobotnym.

W roku ubiegłym społeczeństwo polskie, należycie rozumiejąc swe obowiązki, dało czynny wyraz wspaniałej i wydatnej ofiarności na pomoc zimową dla bezrobotnych.

Koniecznością jest, aby społeczeństwo i w roku bieżącym równie wydatnie okazało swe współdziałanie Obywatelskiemu Komitetowi Zimowej Pomocy.

Prasa polska zawsze czujna i ofiarna, gdy chodzi o ważne potrzeby społeczne, musi w całej pełni wykonać swój obowiązek obywatelski jak najgoręcej, zagrzewając miliony swych czytelników do wydatnej i szybkiej ofiarności na pomoc zimową.

Wzywamy całą prasę polską do podjęcia i kontynuowania w ciągu całej zimy jak najenergiczniejszej akcji propagandowej na rzecz Ogólnopolskiego Obywatelskiego Komitetu Zimowej Pomocy Bezrobotnym, działającego pod wysokim protektoratem Pana Prezydenta Rzeczypospolitej i Naczelnego Wodza Armii Polskiej.

# Przemówienie Pana Ministra Komunikacji płk. Juliusza Ulrycha na uroczystości poświęcenia i otwarcia portu w Płocku.

Zebrani jesteście na uroczystości poświęcenia i otwarcia portu handlowego na Wiśle w Płocku, a więc na uroczystości związanej z rozwojem naszej sieci komunikacyjnej. Komunikacje kolejowe, drogowe i wodne stanowią jedną całość i wzajemnie się uzupełniają.

Zagadnień komunikacyjnych nie można rozpatrywać w oderwaniu od siebie, trzeba je traktować łącznie, mając na uwadze ogólne cele, to jest interes obrony państwa i rozwój gospodarstwa narodowego. Tym się tłumaczy, że wszystkie komunikacje, łącznie z lotnictwem, są zebrane w jednym ministerstwie i podlegają jednemu Ministrowi. Chodzi o olbrzymi problem: taniść, sprawność i szybkość transportu, albowiem dobra sieć komunikacyjna obniża koszty produkcji i zwiększa jej rentowność. Dobra komunikacja oznacza obniżenie kosztów produkcji jak i wymiany. To też potrzeby rozbudowy naszej sieci komunikacyjnej zajmują w hierarchii potrzeb państwowych jedno z naczelných miejsc.

Napewno we wszystkich dziedzinach życia naszego państwa widzimy straszliwe zaniedbania, wynikłe ze stuletniej naszej niewoli, lecz nigdzie te zaniedbania nie występują tak jaskrawo, jak w dziedzinie dróg wodnych. Wystarczy wspomnieć, że wskutek nieuregulowania i nieuspławnienia polskich rzek, z Wisłą na czele, drogi wodne w ogólnych transportach partycypują w 1 proc., a przecież naturalna sieć naszych dróg wodnych, rozpowszechniona po nizinnym kraju i docierająca do najdalejszych zakątków, doskonale nadawałaby się do spełniania zadań komunikacyjnych. Możemy sobie śmiało powiedzieć, że w zakresie inwestycji wodnych, a więc głównie tanich środków lokomocji wodnej i taniej energii wodno-elektrycznej jest w Polsce właściwie wszystko do zrobienia. Tutaj jesteśmy dopiero u początku startu.

W programie wodno-komunikacyjnym naczelną rolę zajmuje użegłownienie Wisły, to jest stworzenie z niej pierwszorzędnej drogi wodnej, łączącej morze z centrum kraju.

Specjalne korzystne warunki wyznaczyły w tym programie dla Płocka doniosłą rolę, jako dla ośrodka, mającego w niedalekiej

przyszłości stanowić ważny splot dróg komunikacyjnych. Prowadzona obecnie budowa nowego mostu drogowo-kolejowego, regulacja Wisły w obrębie miasta, zakładanie bulwarów i dojazdów nadbrzeżnych oraz ukończony port handlowy zwiążą w sposób nowoczesny to miasto z całą Polską, dając mu tym samym możliwości wspólnego rozwoju. W szczególności port handlowy stanowić będzie ważny czynnik gospodarczy w rozwoju Płocka. Skupione w nim bocznice kolejowe i dojazdy drogowe oraz przewidziane w nim zmechanizowanie przeładunku ułatwią wymianę produktów wielkich centrów rolniczych i przemysłowych kraju, stanowiących podstawę naszego eksportu zagranicznego, na surowce, przychodzące z całego świata przez nasze porty morskie.

Życzymy sobie wszyscy gorąco, aby ten piękny, prastary gród, owiany wspomnieniami dawnych dziejów, zasłużony również w bojach o wolność Polski, gród odznaczony za męstwo Krzyżem Walecznych, przez uruchomienie portu na Wiśle wzrastał szybko w bogactwo, aby płynęły tędy liczne towary z szerokiego świata do Polski i z Polski na daleki świat.

Lecz, proszę Państwa, to się samo nie zrobi. Trzeba w tym kierunku podjąć wysiłki. Trzeba, aby ci, którym na Polsce zależy, podjęli sprawę coraz silniejszego wiązania reszty kraju z morzem. Polacy bliżej morza zamieszkali, z morzem organicznie, bo Wisłą złączeni, muszą w dziele zbliżenia Polski do morza odegrać czołową rolę. W marszu zbliżania do morza miastom — jak Płock — same warunki geograficzne wyznaczają rolę strażnicy przedniej. Im bliżej morza, tym większe możliwości rozwoju, lecz i większe obowiązki. Trzeba, aby czynnik społeczno-obywatelski współdziałał tutaj z akcją rządu. Oto dziedzina realnej, twórczej dla Polski pracy.

Życzę Panom na tej drodze sukcesu. Życzę, oddając ten port handlowy do użytku, aby Płock — dzięki świadomej akcji — stał się miastem portowym.

Najjaśniejsza Rzeczpospolita Polska,  
Pan Prezydent Rzplitej Prof. Ignacy Mościcki,  
Pan Marszałek Edward Śmigły-Rydz  
niech żyją!

**Prof. dr inż. Maksymilian Matakiewicz**

## Kiedy będziemy budować w Polsce drogi wodne?

Zaznaczam z góry, że artykuł ten nie powstał samorzutnie, lecz, że zostałem zaproszony do napisania go przez Redakcję „Gospodarki Wodnej”, a nadmieniam to dlatego, ponieważ czytelnikom może się wydawać, że za dużo pisze się o drogach wodnych w Polsce, których nikt nie chce budować, że zatem reklamujemy artykuł zgoła w Polsce niepotrzebny, który ani teraz, ani w przyszłości nie będzie u nas w obiegu. Z drugiej strony inżynierowie nasi, całkiem nie w celach egoistycznych, ale powodowani najlepszą wolą i chęcią

przysłużenia się krajowi, ciągle i uporczywie wracają do tego tematu, widząc w drogach wodnych jeden z ważnych środków gospodarczego rozwoju.

Również i pokłosie Pierwszego Polskiego Kongresu Inżynierów, odbytego we Lwowie, pozostawiło ważne przyczynki do tej kwestii, w postaci trzech poważnych referatów<sup>1)</sup> i na wysokim poziomie stojącej dyskusji. Dyrektor Biura Dróg

<sup>1)</sup> N. O. I. Pierwszy Polski Kongres Inżynierów we Lwowie 12—14. IX. 1937. „Skróty referatów”.

Wodnych Min. Kom. inż. E. Romański, w referacie pt. „Zagadnienie gospodarki wodnej” twierdzi, „że obecny stan gospodarki wodnej w Polsce jest z a t r w a z a j a c y”, przede wszystkim z tego powodu, że tempo naszych prac w tej dziedzinie jest dotychczas niepomiarne słabe”. M. i. podnosi, jako przykład „n a d e r p r z y k r e i n i e n o r m a l n e z j a w i s k o, nie wykorzystania najtańszych środków transportowych, jakimi są drogi wodne” i rozwija obszerny program na daleką metę.

Niez mordowany szermierz idei budowy sieci dróg wodnych w Polsce, inż. T. Tillinger, w referacie pt. „Zagadnienie dróg wodnych w Polsce” stwierdza, że Polska potrzebuje przewozu surowców na wielkie odległości, znacznie większe niż w krajach Europy zachodniej, do czego najspodobańsze są drogi wodne; podnosi z goryczą, że w Polsce przewozy wodne stanowią zaledwie 10% wszystkich przewozów oraz, że nasz węgiel eksportowy przewozi kolej do Gdyni po 4 zł za tonę, podczas gdy normalna taryfa za tę odległość wynosi 18 zł za tonę. Autor ten wreszcie podaje formalny kataster istniejących i projektowanych dróg wodnych w Polsce i program ich realizacji, wraz z kosztami.

Wreszcie Naczelnik Wydziału dróg wodnych Urz. Wojew. w Warszawie, inż. K. Rodowicz, w referacie pt. „Zagadnienie regulacji rzek” przedstawia trzydziestoletni program regulacji rzek w Polsce wraz z kosztami, żąda przeznaczenia 29 milionów zł rocznie na regulację rzek żeglownych, a 6 milionów rocznie na regulację rzek spławnych, a stwierdzając, że regulacja rzek jest inwestycją podstawową, uważa za konieczne oparcie jej o zwyczajny budżet państwowy, który, jak twierdzi autor, „rychło odczuje na sobie w sposób dodatni, wzmożone tempo ożywionego w ten sposób życia ekonomicznego narodu”.

Mógłbym tu powołać cały szereg inżynierów piszących od lat kilkudziesięciu o kwestii dróg wodnych w Polsce. Początki tej dyskusji sięgają jeszcze czasów przedwojennych, a walną batalię — i trzeba powiedzieć zwycięską — stoczyliśmy w roku 1911 o kanał małopolski<sup>2)</sup>. Zdołaliśmy wtedy poruszyć Koło Polskie do energicznej akcji i przekonać Bilińskiego, że budowa tego kanału jest ważnym postulatem gospodarczym i doniosłym krokiem w kierunku poruszenia kraju z bezwładu. I rzeczywiście w grudniu tego roku rozpoczęto tę budowę i prowadzono ją wcale energicznie aż do wojny, po czym utknęła na martwym punkcie.

Nie wystarczy jednak, abyśmy, my inżynierowie sami się przekonywali za pomocą pism, wykładów i odczytów, o potrzebie dróg wodnych. Przecież ta sprawa od wskrzeszenia Państwa naszego jest właściwie ciągle na porządku dziennym; w roku 1919 powstała ustawa o budowie dróg wodnych, w r. 1924 nowela do tej ustawy, zaś w r. 1930 wniosło b. Ministerstwo Robót Publicznych do

ciał ustawodawczych projekt ustawy o regulacji Wisły, który jednak pozostał i nadal projektem. Wszystkie te ustawy powstały przede wszystkim dzięki inicjatywie inżynierów, że wspomnę choćby tylko tak zasłużonego dla idei dróg wodnych w Polsce naszego nestora, b. Ministra Andrzeja Kędziora, jednak i pomimo tych ustaw nie wiele z tego wyrosło, bo nie było poparcia i zrozumienia tej sprawy w społeczeństwie. Jak jednak jest z tym społeczeństwem?

Otóż w zasadzie społeczeństwo, biorąc rzecz tak platonicznie, jest dla sprawy usposobione przychylnie. Sfery inteligentne dają chętny posłuch naszym wywodom, rozumią znaczenie gospodarcze taniego przewozu, jaki dają drogi wodne, rozumią, że przez obniżenie kosztów przewozu podniesiemy wartość naszego majątku narodowego i że stworzymy zdolność konkurencyjną dla naszych surowców i masowych produktów przemysłowych na rynkach światowych — pragną dalej, aby nasze Państwo i pod względem dróg wodnych upodobniło się do państw o wysokim rozwoju. Jednak takie platoniczne poparcie nie wystarcza, bo nie oznacza ono zdecydowanej woli obywateli, która aby była skuteczna, powinna się objawić przede wszystkim w kołach miarodajnych, zainteresowanych tą kwestią, a więc przemysłowych, handlowych, rolniczych, finansowych, politycznych, dalej w samorządach, w ciałach ustawodawczych, a wreszcie — w Rządzie. Ale zapytajmy się, jak się to dzieje za granicą?

Otóż normalny rozwój sprawy jest taki, że sfery zainteresowane daną drogą wodną zakładają Komitet, czy Towarzystwo, dla poparcia jej powstania. Skrętnie zbierają wszystkie dane, potrzebne do uzasadnienia jej wartości gospodarczej, wielkości przyszłych przewozów i rentowności. Nie dosyć na tym, — wykładają własne fundusze na koszt badań wstępnych, studiów gospodarczych i technicznych, a nawet projektów, a wreszcie — gdy sprawa jest już przygotowana — deklarują udziały w kosztach wykonania. Bo ostatecznie ktoś w tej zamierzonej drodze wodnej musi widzieć jakiś interes, czy dla siebie, dla swego przedsiębiorstwa, czy swego Towarzystwa akcyjnego, czy dla szerszych ugrupowań gospodarczych, dla celów regionalnych, czy dla całego Państwa, a miarą tego zainteresowania musi być nie tylko zapał, ale i skłonność do ponoszenia ofiar. Zresztą udział interesantów w kosztach budowy dróg wodnych nie jest nowością; we Francji już w r. 1903 wydano ustawę, według której interesowani pokrywać mają przynajmniej połowę kosztów drogi wodnej, przy czym państwo zapewnia im pewne przywileje, a tak samo u nas nowela do ustawy o budowie dróg wodnych z r. 1924 postanawia w art.2., że budowa dróg wodnych będzie przeprowadzona „wyłącznie kosztem Państwa, bądź kosztem Państwa z udziałem stron zainteresowanych, bądź wreszcie przez przedsiębiorstwa prywatne”.

Wynika z tego, że muszą wreszcie te „strony zainteresowane” oparte czyto o kapitał krajowy, czy o zagraniczny, objawić „swoje zainteresowania” i to przede wszystkim te, które idą w parze z interesem państwowym. Tymczasem przy rozpatrywaniu tego rodzaju kwestyj, jak np. drogi wodne, te strony zainteresowane świecą najczę-

<sup>2)</sup> Patrz m. i. broszura: „W obronie dróg wodnych”, wydana przez Polskie Towarzystwo Politechniczne we Lwowie, pod redakcją autora. Są tam zebrane argumenty, przemawiające za budową dróg wodnych, podobnie jak autora: „Żegluga śródlądowa i budowa dróg wodnych” podaje argumenty za i przeciw drogom wodnym, na str. 68.

ściej nieobecnością, albo też, jeżeli znajdzie się na posiedzeniu jakiś nieupełnomocniony delegat, to zazwyczaj bardzo mało ma do powiedzenia, a nierzadko zajmuje stanowisko negatywne. Podam przykłady.

Gdyśmy przed około 15-tu laty objeżdżali i badali trasę projektowanego „kanału węglowego”, Katowice — Toruń, to przedstawiciele kopalń i zakładów przemysłowych nie tylko się tym zupełnie nie interesowali, ale w wielu miejscach Zagłębia Dąbrowskiego nie chciano nawet nas wpuścić na terytorium zakładu.

Obecnie, trzeba przyznać, zdarzają się także zebrania w sprawie dróg wodnych, organizowane nie przez inżynierów, lecz przez polityków, instytucje o celach gospodarczych, sfery regionalne itp. Odbywają się na nich nieraz bardzo poważne dyskusje, jeżeli jednak chodzi o sprawę pokrycia kosztów, to właśnie ta strona kwestii chroma, a mówcy przeważnie są zdania, że „rząd musi dać pieniądze”.

Podobnie, o ile chodzi o sprawę tak popularnej dziś u nas drogi wodnej, Bałtyk — Morze Czarne, przez Wisłę, San, Dniestr, Prut i Dunaj, zapatruje się na kwestię kosztów inżynier rumuński p. Andriescu-Cale, który w pracy wydanej w r. 1934<sup>3)</sup>; cały ciężar wydatków, obliczonych przez niego dla Rumunii na 11 miliardów lei = 1680 milionów franków, składa na barki państwa<sup>4)</sup>. Pewnie, że może być i tak, ale czy nie za duże, jak na obecną dobę żądanie pod adresem skarbu państwa, przy założeniu, jak się to przeważnie żąda, stosunkowo krótkiego okresu wykonania?

Tu jednak trzeba jeszcze zauważyć, że jakkolwiek pewne inwestycje, jak np. drogi wodne mogą być bardzo pożądane i pilne, to jednak, z powodu ich znacznych kosztów, nie mogą być w zbyt krótkim terminie wykonane. Tak np. jeden z nowszych kanałów we Francji, kanał Marna — Saona, budowano przez lat trzydzieści, a Kanał Śródlądowy w Niemczech, od Renu do Łaby, względnie Berlina, buduje się już od roku 1905 i dopiero za kilka lat będzie ukończony. Budowa zajmie zatem okres lat 35-ciu, pomimo usilnego jej forsowania i nieszczędzenia środków finansowych.

Jeżeli zatem tego rodzaju wielkie przedsięwzięcie zostanie uznane jako pożyteczne i potrzebne dla Państwa oraz objęte jego programem gospodarczym, to budżet państwowy musi mieć możliwość przyjęcia na długi okres lat stałego rocznego wydatku na pokrycie kosztów budowy, względnie rat amortyzacji i oprocentowania zaciąganych pożyczek. Jeżeli weźmiemy jako przykład kanał Bałtyk — Morze Czarne, to koszt jego wykonania, wynoszący po stronie Polski (wraz z regulacją Wisły od ujścia Sanu — do morza) w przybliżeniu 700 milionów zł, wymaga przy długim powiedzmy

<sup>3)</sup> „...Navigabilizărei Prutului”, Jasi.

<sup>4)</sup> W francuskim tekście „résumé” powiedziano: „Dans la situation économique actuelle de la Roumanie, on ne peut pas espérer, que la rentabilité d'une telle entreprise va susciter les initiatives capitalistes, mais l'auteur, estime, que les travaux proposés doivent être à la charge de l'État, pour améliorer et créer l'inventaire national, qui doit être adapté aux conditions de travail actuel, et à l'aide duquel on assure la prospérité de la population et de l'État même.

aż 30-o letnim okresie budowy, corocznej dotacji budżetowej 23,3 miliona zł. Sama ta kwota nie jest całkiem zastraszająca, jeżeli jednak dołączymy do niej inne bardzo potrzebne wydatki, choćby z samego zakresu robót publicznych, a dalej wszystkie olbrzymie potrzeby państwowe — bo ostatecznie na każdym polu jesteśmy zaniedbani — przy tym zaś zważymy, że nasz budżet państwowy jest niezmiernie niski, a lwią jego część pożerają wydatki czysto konsumpcyjne — zrozumiemy powody, dla których minister skarbu nie zawsze może zdobyć się na entuzjazm w odniesieniu do projektów, choćby najpiękniejszych, ale wymagających poważnego i długotrwałego obciążenia budżetu.

Jeżeli powyżej zazaczyłem, że wielkie i kosztowne drogi wodne buduje się długo, to nie należy sądzić, że uważam długi okres budowy jako korzystny; cytowałem tylko fakty, a stwierdzić muszę, że zbyt długi okres budowy sprzeciwia się racjonalnej kalkulacji, z powodu nadmiernego wzrostu interkalariów, kosztów utrzymania budowli w czasie budowy i kosztów kierownictwa. Jednak budowa dróg wodnych na wielką skalę ma swój specjalny charakter — czerpano tu zazwyczaj z zasobów majątku narodowego — a zresztą tak wielkie wydatki musiały być z konieczności rozkładane na dłuższy okres.

Z tego co powyżej powiedziano wynika, że kardynalnym warunkiem rozwoju tego rodzaju inwestycji jak drogi wodne, jest wzrost zasobów państwowych, wzrost budżetu zwyczajnego, wzrost zamożności i uświadomienia narodowego i państwowego tej części obywateli, która go jeszcze nie posiada, wzrost prosperowania interesów, zakładów i przedsiębiorstw prywatnych. Naturalnie, że może się to odbywać tylko ewolucyjnie, stopniowo, ale powinno się odbywać stale, bez skoków w dół i bez bolesnych niespodzianek. Czy jednak i w dzisiejszych warunkach nie byłoby do osiągnięcia podniesienie możliwości budżetowych? Nie chcę tu mówić o jakichś nowych obciążeniach podatkowych, tym bardziej, że znawcy tych spraw przestrzegają przed tą drogą, natomiast sądzićby należało, że na polu podniesienia moralności podatkowej — przede wszystkim u tych, którzy nie czują się jeszcze dostatecznie obywatelami Państwa, a w których rękach skupia się gros zyskowych interesów — na polu usunięcia szkodliwego i kosztownego etatyzmu, na polu wybudanej żądy organizowania, dużo jest jeszcze do zrobienia.

Ale wróćmy do dróg wodnych. Mówiąc o mierzalnym ich stanie w Polsce, powołujemy się zazwyczaj na to, co zrobiono w ciągu wieków w krajach najbogatszych, we Francji, Niemczech, a także od stu lat w Ameryce. Dzisiaj również skrzętnie notujemy duże postępy na polu dróg wodnych w Rosji. Zróbmy tym razem jednak inaczej — popatrzmy, co się dzieje obecnie na tym polu w państwach mniejszych, uboższych i dotkniętych podobnie jak Polska, kryzysem. Aby jednak porównanie było stosowne, musimy wykluczyć państwa morskie, wielkie i mniejsze, dla których ma przede wszystkim znaczenie żegluga morska, natomiast żegluga śródlądowa drugorzędna, a więc Anglię, Włochy, Hiszpanię, Portugalię i państwa skandynawskie — pozostają państwa naddunaj-

skie, a więc: Austria, Czechosłowacja, Węgry, Jugosławia, Rumunia i Bułgaria. Mają one już oparcie o wielką drogę wodną Dunaju, poza tym mają także swoje plany rozbudowy dróg wodnych, jednak (wyłączając Rumunię i Czechosłowację), z powodu przeważnie górskiego terenu, nie mogą marzyć o stworzeniu rozleglejszej sieci dróg wodnych. Najstosowniejsze będzie tu może rozpatrzenie warunków i programu rozwoju sieci dróg wodnych w Czechosłowacji.

Kraj ten, który już przed wojną osiągnął wysoki stopień rozwoju, a to dzięki mądrej, egoistycznej i austriackiej polityce w ramach państwowości austriackiej<sup>5)</sup>, przed wojną również rozpoczął poważne roboty wodno-komunikacyjne, a mianowicie regulację rzek, a następnie w latach dwięćdziesiątych ubiegłego stulecia<sup>6)</sup> kanalizację Wełtawy od Pragi aż do ujścia Łaby pod Mielnikiem oraz dolnej Łaby od tego miejsca aż do Uścia (Aussig), która to droga wodna, przeznaczona dla statków do 900-tonowych została w ostatnich czasach ukończona, przez wybudowanie ostatniego stanowiska kanalizacyjnego (stanowisko Masaryka pod Strzekowem, z wielkim jazem stoneyowskim, słuzami komorowymi i wielkim zakładem o sile wodnej). Drugim wielkim dziełem, rozpoczętym przed wojną światową, była kanalizacja górnej Łaby między Pardubicami a Mielnikiem, już na podstawie austriackiej ustawy o budowie dróg wodnych i regulacji rzek żeglownych z r. 1901, którą to pracę forsowano dalej w okresie powojennym, a która obecnie jest w pełnym toku. Kanalizacja ta, projektowana była początkowo dla statków 600—700 tonowych, później zaś zwiększono typy budowli dla statków 1200-tonowych; równocześnie przeprowadza się tu wielkie roboty melioracyjne oraz w celu ochrony od powodzi.

Czechosłowacja jest w tym szczęśliwym położeniu, że ma oparcie o trzy potężne rzeki żeglowne, należące do wielkich dróg wodnych europejskich, tj. Dunaj, Łabę i Odrę, a przez nie pośrednio łączy się z wielką siecią dróg wodnych niemieckich i krajami bałkańskimi, na które przede wszystkim ma zwrócone oczy handel państw środkowo-europejskich, a w pierwszym rzędzie niemiecki. Projektowane za czasów austriackich w obrębie Czech i Moraw dwa wielkie kanały: Odra — Dunaj (Bałtyk — Morze Czarne) i od Łaby do kanału Odra — Dunaj (Morze Północne — Morze Czarne), a obecnie szczegółowo opracowywane<sup>7)</sup>, będą miały po wykonaniu niezmiernie ważne znaczenie w całokształcie stosunków komunikacyjnych środkowej i południowo-wschodniej Europy. Jakże jednak Czesi to zagadnienie traktują? Otóż można powiedzieć, że mimo wszystko Czesi traktują tę

<sup>5)</sup> chodzi tu o Czechy i Morawy.

<sup>6)</sup> za prezydentury gabinetu Kazimierza Badeniego.

<sup>7)</sup> Trasa dawna Wiedeń — Przerów — Bogumin, musiała zmienić po wojnie, ze względów politycznych, punkt wyjścia z Dunaju; będzie nim Dievin na lewym brzegu Morawy, skąd trasa idzie początkowo lewym brzegiem tej rzeki, następnie przerzuca się na prawy, a wreszcie znowu na lewy, zdążając do Przerowa. (Patrz autora: „Stan sprawy połączenia Morza Czarnego z Morzem Północnym i Bałtykiem, z referatem pracy Prof. A. Smrčka”. Czasop. Techn. Lwów, 1933).

rzecz bez zbytecznego pośpiechu i bez zdenerwowania, starając się rozwiązać ją pod względem gospodarczym i technicznym jak najodpowiedniej, przez przygotowanie najpierw jak najlepiej ugruntowanych projektów oraz przeprowadzenie prac wstępnych. Według programu, określonego ustawą o państwowym funduszu wodno-gospodarczym (z 27. III. 1931), wykonanie wymienionych kanałów żeglugi poprzedzić mają roboty regulacyjne i kanalizacyjne na rzekach oraz rozbudowa portów. Cały okres wykonania programu ma być 27-letni (do r. 1958) i dzielić się ma na dwie części: w pierwszej byłyby wykonane roboty wymienione powyżej i czynności przygotowawcze, w drugiej — budowa kanałów żeglugi. Przewidziane wydatki mają wynosić: w pierwszej części okresu rozbudowy dróg wodnych 2 miliardy kč. (około 400 milionów złotych), w drugiej części 3 miliardy kč (około 600 milionów złotych).

Obecnie już, w miarę postępu pierwszej części tego okresu, ruch na drogach wodnych czeskosłowackich stale wzrasta, dzięki dbałości państwa o ich stan. Ukończenie stanowiska Masaryka kanalizacji Łaby poprawiło tu na znacznej przestrzeni warunki żeglowności; pozostaje jeszcze poprawienie żeglowności tej rzeki aż do granicy saskiej. Również na Dunaju w obrębie Czechosłowacji poprawia się żegluga na progach między Bratysławą (Preszburgiem) a Komornem. Szczególnie troskliwą jest opieka nad portami rzecznyymi, które się stale rozbudowuje. W Bratysławie wybudowano w ostatnim czasie dwa nowe baseny; w porcie tym przeładunek ropy w ostatnich 10-ciu latach wzrósł z 10.000 ton do 170.000 ton rocznie. Żegluga śródlądowa Czechosłowacji objęta już 18% całego przewozu zagranicznego<sup>8)</sup>, co świadczy o nader pomyslnym jej rozwoju.

A teraz dla uzyskania szerszego poglądu porównajmy Polskę z Czechosłowacją pod względem wielkości, zaludnienia i możliwości finansowych, czego wskaźnikiem mogą być dla nas budżety obu państw<sup>9)</sup>.

	Polska	Czechosłowacja
Obszar kraju	388.634 km <sup>2</sup>	144.499 km <sup>2</sup>
Zaludnienie	33,418.000 (1934)	15,017.347 (1933)
Budżet	2.221 miliarda zł	8 miliardów koron č (około 1,6 miliarda zł)
Gęstość zaludnienia	86,0 głów/km <sup>2</sup>	106,9 głów/km <sup>2</sup>

Jak z tego wynika, kraj nasz jest 2,7 razy większy, ma ludność 2,2 razy większą, budżet 1,38 razy większy, a gęstość zaludnienia jest 1,25 razy mniejsza. Jakże stąd wnioski można wyciągnąć? Jesteśmy niewątpliwie cofnięci w rozwoju gospodarczym, jednak stoi przed nami otwarte duże pole rozwoju i mamy duże możliwości. Trzeba tylko stwarzać u nas stały postęp i oszczędnie oraz celowo szafować środkami państwowymi. Do środków nadających się w pierwszej linii do przyspieszenia rozwoju gospodarczego należą nowoczesne urządzenia komunikacyjne, a między nimi drogi wodne, podnoszące wartość naszych surowców,

<sup>8)</sup> Ztsch. f. Binnenschiffahrt. Nr 4/1937

<sup>9)</sup> Według: „Europa, Vol. I., The Encyclopaedia of Europe”.

naszych naturalnych bogactw i dających naszym zamierzeniom przemysłowym potężną broń w walce konkurencyjnej z przemysłem obcym.

Jaką jednak byłaby właściwa droga dla zdobycia środków na budowę dróg wodnych — czy stworzenie wzorem Czechosłowacji osobnego funduszu wodno - gospodarczego, opierającego się w dużej części na opłatach i daninach celowych, a tylko w mniejszej części na dotacji z budżetu państwa? Sądzę, że w chwili obecnej, ani nawet w najbliższym okresie lat, dążenie do tego rodzaju rozwiązania nie byłoby właściwe i chybiłoby celu. Specjalne fundusze, oparte na opłatach celowych, dają dobre wyniki w państwach o dużym rozwoju gospodarczym, poprostu tam, gdzie jest dużo wielkich interesów i dużo ludzi, przedsiębiorstw i zakładów wykazujących znaczne dochody. W naszych skromnych warunkach i przy naszym bardzo ograniczonym budżecie, osobne fundusze, luźnie przyznane, albo całkiem niezwiązane z budżetem, przyczyniają się tylko do zamieszania i zaciemnienia poglądu na wydatki państwowe i wysuwania nieraz na pierwszy plan potrzeb nie zawsze najpilniejszych i najkonieczniejszych.

Musimy zatem nasze nadzieje i zamiary co do budowy dróg wodnych, wobec znacznych ich kosztów i długiego okresu budowy — oprzeć narazie przede wszystkim na zwyczajnym budżecie państwowym — który w miarę rozwoju gospodarczego powinien stale wzrastać, a równocześnie powinny w nim wzrastać pozycje czynne, rozwojowe, inwestycyjne.

—O—

A teraz zastanówmy się nad tym, czy mamy jakiś realny program budowy dróg wodnych (ugruntowany finansowo) i czy w obecnym okresie robimy w tym kierunku coś pożytecznego?

Otóż trzeba stwierdzić, że my inżynierowie program taki mamy — a w tej chwili, wprawdzie nie jedynym, ale najważniejszym w nim zamierzeniem jest regulacja Wisły dla żeglugi i żądanie 25 milionów zł rocznie w zwyczajnym budżecie na jej regulację. Ten program nie jest wprawdzie oficjalnie uznany i finansowo zabezpieczony, jednak wszyscy, którzy sprawą komunikacji w Polsce się

interesują i rozumiają znaczenie sieci dróg wodnych dla gospodarczego rozwoju kraju, uznają ten postulat za najważniejszy. Czy to jest żądanie duże? Wcale nie! Do roku 1931 były wcale poważne kwoty wstawiane do zwyczajnego preliminarza państwowego na regulację rzek żeglownych, dochodzące do 24 milionów złotych rocznie, z czego przeważna część szła na Wisłę. Niestety przez ostatnich pięć lat Wisła była tak zaniedbana, że regulacja nie tylko nie postąpiła, ale niszczały dawniej wykonane tamy regulacyjne. Miejmy nadzieję, że rok obecny, który ma być rokiem odrodzenia gospodarczego, stanie się także erą dla stworzenia wielkiej drogi wodnej Wisły, a przez to także erą dla rozbudowy sieci kanałów żeglugi, dla której Wisła jest główną osią i kręgosłupem. Gdy rzeczywiście w preliminarzu państwowym ujrzymy potrzebne pozycje na regulację Wisły, wtedy będziemy mogli powiedzieć, że rozpoczęliśmy poważną pracę nad drogami wodnymi.

Bez tego wszystkie inne zamierzenia, jak np. bardzo doniosła i pożyteczna oraz z wielką energią prowadzona budowa zbiorników w dorzeczu Wisły, jak dalej przygotowana już przebudowa Kanału Królewskiego i budowa Kanału Kamiennego, jak nie mniej również przygotowana do wykonania, budowa kanału Gopło — Warta, z nawiązaniem do Warty i Kanału Górnej Noteci oraz Kanału Bydgoskiego, nie osiągną w zupełności zamierzzonego celu, a poważne sumy wydane na te inwestycje nie dadzą pełnego gospodarczego rezultatu.

Natomiast przeprowadzenie w możliwie krótkim okresie czasu regulacji Wisły, wraz z kanalizacją na przestrzeni od Krakowa do ujścia Dunajca i kanałem żeglugi z Katowic do Krakowa, stworzy potężną drogę wodną, około 1000 km długą, przeznaczoną dla wielkich transportów statkami 600—1000-tonowymi, do której nawiązywać się już tylko będą projektowane kanały żeglugi, a między nimi również kanał San — Dniestr — Prut, stwarzający wraz z Wisłą i Dunajem wielką światową arterię wodną Bałtyk — Morze Czarne, której idea jest u nas dziś tak popularna, a która stanowiłaby najkrótsze i najdogodniejsze połączenie tych dwu mórz, do czego dążą usilnie na innej trasie tak Niemcy jak i Czesi.

**Inż. Edward Romański**

## Na przełomie...

Zbliża się przerwa zimowa w robotach wodnych i koniec sezonu budowlanego. Jeszcze nie nastąpił i jeszcze nie czas na zrobienie ostatecznego bilansu robót dokonanych w roku bieżącym, a jednak już żegnamy myślą ten rok i zastanawiamy się nad tym, jakim krokiem idziemy przy wykonaniu robót wodnych. Czy i jakie wady spostrzegamy, w jakim kierunku dalej iść należy, czy istotnie obudziliśmy się już z tego letargu, w którym w stosunku do spraw wodnych — od dłuższego czasu przebywaliśmy.

Nie omyle się, jeśli powiem, że tempo, wzięte w robotach wodnych przed trzema laty, nie osła-

blo. Czy jest jednak to tempo dostateczne? Otóż uważam je za przejściowe, jest ono bowiem jeszcze absolutnie nie wystarczające jeśli pragniemy wypełnić olbrzymie luki w tej dziedzinie i bodaj bardzo powoli zbliżać się do — wymaganego potrzebami gospodarczymi i obronnymi Państwa — stanu naszej gospodarki wodnej.

Dziś rozumiemy to już prawie wszyscy.

W deklaracjach i przemówieniach członków Rządu widzimy właściwą ocenę sytuacji, spostrzegamy troskę o polepszenie stanu rzeczy w dziedzinie gospodarki wodnej, w szczególności dróg wodnych; wyczuwa się poszukiwanie dróg i sposobów

najrychlejszego rozwiązania tego niezmiernie trudnego i skomplikowanego problemu.

Inżynierowie wodni z wielkim natężeniem i niemal gorączkowo pracują nad przeprowadzeniem lub uzupełnieniem szeregu studiów i nad sporządzeniem projektów budowli i urządzeń wodnych, których wykonania gospodarstwo narodowe oczekuje w najbliższej przyszłości.

Biuro Dróg Wodnych Min. Kom. i jego organa układają prowizoryczne programy robót na najbliższe lata <sup>1)</sup> — Komitet Dróg Wodnych Państwowej Rady Komunikacyjnej i Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej radzą nad sprawami najaktualniejszych zagadnień wodnych, nad ustaleniem właściwej hierarchii potrzeb.

W społeczeństwie daje się zauważyć pewne zdenerwowanie w oczekiwaniu podjęcia większych robót wodnych, zaś prasa codzienna poświęca całe szpalty na omówienie rozmaitych, przeważnie wielkich zagadnień z dziedziny regulacji rzek i komunikacji wodnych.

W tym stanie rzeczy określiłem sytuację wyrazem „na przełomie”.

Jesteśmy na przełomie pomiędzy obecnym stanem pewnego ożywienia robót wodnych, a zbliżającą się coraz szybciej i wyraźniej epoką wielkich i koniecznych robót wodnych w Polsce. Twierdzenie to powtarzam już parę razy, bo jest ono dla mnie niewątpliwym i pragnę moje przekonanie wpoić innym kolegom, w szczególności młodym, których wzywam do wyłączenia swoich sił, do poruszenia całego zasobu wiedzy i energii w celu należytego przygotowania się do wykonania odpowiedzialnej misji, która spadnie częściowo już na obecne pokolenie.

W obecnym przełomowym okresie wysuwane są z wielu stron rozmaite projekty, nie zawsze jednak mające gospodarcze uzasadnienie, rozbieżne w swoich celach, niedopasowane do warunków koniunkturalnych, a nieraz wykraczające poza granicę najsmielszych przewidywań.

Sprawić to może nieraz wrażenie jakiegoś bezdroża, błędzenia w poszukiwaniu właściwej drogi.

Całe szczęście, że wśród organizacji technicznych i osób fachowych niema pod tym względem wielkich rozbieżności i że pomimo wysuwanych najrozmaitszych projektów i programów, zachowujemy należyłą równowagę i wyraźnie widzimy wytyczne w postępowaniu na szereg lat. Mogą być różne odchylenia i modyfikacje, lecz zasadnicza linia jest jedna i ona jest bazą naszych programów wodnych.

Opieramy się na twierdzeniach i faktach bezsprzecznych, a więc nikt nie wątpi, że wszelkie sposoby złagodzenia skutków powodzi są zagadnieniem zawsze aktualnym i że to zagadnienie musi znaleźć wyraz w każdym programie robót.

Ale regulacja i obwałowanie rzek jest naszym pierwszym i stałym zadaniem, wykonanie którego — powszechnie zresztą uznane — jest niezbędnym

warunkiem użegłownienia rzek, melioracji, kolonizacji przybrzeżnych terenów etc.

Sieci dróg wodnych nie można stworzyć bez uregulowania rzek, dziś tylko formalnie uznanych za żeglowne i spławne, i bez odpowiedniego połączenia ich drogami sztucznymi.

Wreszcie w związku z rozwojem uprzemysłowienia i elektryfikacji kraju na czoło zagadnień gospodarczych wysuwa się surowiec w różnych postaciach, wobec czego „biały węgiel” jako niezniszczalne praktycznie źródło energii, zajmuje jedno z poczytniejszych miejsc. Wykorzystanie energii wodnej przy każdym powstającym sztucznie spiętrzeniu (zbiorniki, jazy etc.) stało się nakazem nowoczesnego rozwiązania najrozmaitszych problemów wodnych.

Omówione zagadnienia stanowią nasze zasadnicze, główne zadania.

W jaki byśmy sposób nie analizowali naszych potrzeb w dziedzinie robót wodnych — przyjdziemy niezbitnie do powyższych twierdzeń. Jeśli zaś analizować będziemy hierarchię potrzeb, to zawsze przyjdziemy do wniosku, że najaktualniejszym a dotychczas nierozwiązanym zadaniem wodnym w Polsce jest przede wszystkim całkowite opanowanie Wisły, której dorzecze obejmuje połowę naszego państwa, a które wymaga szeregu prac regulacyjnych, przeciwpowodziowych, melioracyjnych etc.

Wisła zawsze pozostanie główną magistralą wodną, tak jak drugą ważną magistralą pozostanie droga o kierunku Wschód—Zachód przez Prypeć, Kanał Królewski, Bug, Wisłę, Noteć. Ten naturalny krzyż wodny wraz z dopływami pokrywa prawie całą Polskę. Musi być on połączony z innymi dorzeczami, żeby sieć dróg wodnych stanowiła całość. Część tych połączeń — kanał Królewski, kanał Ogińskiego, kanał Augustowski, kanał Bydgoski — istnieje i wymaga tylko ulepszenia, inne połączenia muszą być wykonane.

Studiując sieć naszych dróg wodnych, jako logiczną całość widzimy, że nosi ona na sobie dotychczas cechy wpływów obcych, co być może najbardziej jaskrawo występuje w zachodniej części Polski, gdzie Warta (wobec istnienia w swoim czasie granicy niemiecko-rosyjskiej), jest odcięta od dróg wodnych dorzecza Wisły i Noteci, pomimo stosunkowo łatwego połączenia (przez Gopło).

Wpływy obce odbiły się również na nierównomiernym traktowaniu poszczególnych dróg wodnych oraz na zaniedbaniu istniejących na wschodzie kanałów.

To też przed przystąpieniem do wielkich robót wodnych cała sieć naszych dróg wodnych musi być przestudiowana, przeanalizowana i przeprojektowana, lub jeśli kto chce, nanowo zaprojektowana z uwzględnieniem całości organizmu Polski i Jej potrzeb gospodarczych i obronnych, jak również nowoczesnego stanu hydrotechniki.

Jeśli przy wykonaniu robót wodnych będziemy uwzględniać hierarchię potrzeb i koncentrację wysiłków li tylko (z konieczności) na pewnych najbardziej żywotnych punktach tego programu, to jednak studia i projekty nie mogą być ograniczane tylko do wykonywanych odcinków dróg i do poszczególnych obiektów. Oczywiście, że przed przystąpieniem do budowy taki odcinek lub obiekt jest

<sup>1)</sup> Uwaga: Biuro Dróg Wodnych Min. Kom. posiada opracowany w szczególności wieloletni program prac wodnych, jednak realizacja jego zależna jest od środków. A że środki przyznawane rok rocznie są znacznie mniejsze od potrzebnych, to program ten z konieczności ulega przeróbkom i dostosowywany jest do faktycznych możliwości.

badany szczegółowo, że dla tych aktualnych robót muszą być sporządzone nie tylko generalne, ale szczegółowe projekty, oparte na dokładnych studiach. Nie mogą być jednak poszczególne roboty wodne wykonywane w oderwaniu od jednolitego rozwiązania całości problemu rzeki, jej dorzecza lub nawet paru dorzeczy wspólnie. Dla hydrotechnika sprawa ta nie wymaga bliższych uzasadnień i przykładów.

Dlatego studia i projekty muszą bardzo znacznie wyprzedzać wykonanie robót i muszą obejmować bodaj w zarysach generalnych nie odcinek rzeki, lecz całe dorzecza, ze specjalnym uwzględnieniem pewnych odcinków i obiektów bardziej aktualnych, na których muszą być ześrodkowane szczegółowe studia.

Studiami i następnie generalnymi projektami należy stopniowo objąć nietylko główne magistralne naszych dróg wodnych, lecz i drogi naturalne i sztuczne drugo- i trzeciorzędne dziś znaczenia, co jest potrzebne dla dalszego rozwoju dróg wodnych.

Wreszcie zagadnienia wielkich budowli, chociażby dziś nie były one jeszcze aktualne z tych lub innych względów, muszą być również przestudiowane pod kątem widzenia nowych potrzeb, narastających koniunktur i wykorzystania najnowszych zdobyczy technicznych, mogących nieraz wpłynąć na sposób rozwiązania problemu i na nowy szacunek gospodarczego znaczenia zagadnienia.

Szczególną uwagę — przy rozwiązaniu problemu uporządkowania całej gospodarki wodnej dorzecza — należy zwrócić na wszechstronne uwzględnienie potrzeb tej gospodarki, dotyczących regulacji, zabezpieczenia od powodzi, żeglugi, sił wodnych, melioracji rolnych i t. p.

Dopiero scharmonizowanie tych wszystkich potrzeb w jednolitym projekcie daje całkowity efekt.

Nie ulega wątpliwości, że uzgodnienie wszystkich powyższych potrzeb nie zawsze jest łatwe, że nieraz wymaga dłuższych dodatkowych studiów i badań, ale jest jednak konieczne i winno być do-

konane przed rozpoczęciem każdej większej roboty. Odpowiedzialny inżynier przy sporządzeniu generalnego projektu musi oczywiście wykorzystać cały dotychczasowy dorobek techniczny, całkowity materiał nieraz dziesiątkami lat starannie zbierany, lecz nie powinien sugerować się — podany nawet przez autorytety — dawniejszym rozwiązaniem problemu, dopóki sam zadania nie zgłębi. Przestroga ta nie ma zamiaru obalania autorytetów, lecz ma na celu jedynie praktyczną radę opartą na przeswiadczeniu, że postęp techniki może dać w ręce nowoczesnego inżyniera większe możliwości, wobec czego i rozwiązanie dawniejsze może być nieraz zmodernizowane.

Z drugiej strony każdy inżynier, zdolny do pewnych dokładniejszych obserwacji i analizy, musi po wykonaniu budowli wodnych obserwować pilnie również eksploatację tych budowli i w miarę możliwości publikować usystematyzowany materiał ze swoich doświadczeń i spostrzeżeń. Da to bogaty i praktyczny materiał, wielce pomocny przy projektowaniu i wykonywaniu podobnych budowli.

Do czasu rozpoczęcia większych robót zdarza się często wykonywać na rzekach pewne roboty fragmentaryczne, spowodowane zagrożeniem niezwłocznego podmycia lub zniszczeniem wałów, środków komunikacyjnych lub osiedli. Takie fragmenty należy jednak układać w ramy generalnego projektu całego cieków, przy wykonaniu zaś unikać kosztownych prowizoriów, przystosowując konstrukcje do rozwiązania zasadniczego projektu.

A więc w przełomowym okresie w robotach wodnych musimy utrzymać za wszelką cenę wzięte od paru lat tempo prac, zwiększyć je przy najbliższej sposobności, stworzyć zastępy młodych inżynierów i techników, przygotowanych do powstających nowych zadań, przygotować dobrze przepracowany techniczny podkład w postaci studiów i projektów generalnych dla umożliwienia sporządzenia racjonalnych projektów szczegółowych i dla celowego wykonania poszczególnych budowli, które nie kolidowałyby z projektem generalnym, lecz stanowiłyby fragment całości.

**Dr inż. Jerzy Ostromięcki**

## **Torf jako materiał uszczelniający w budownictwie wodnym.**

(Badania wykonane dla Kierownictwa Budowy Kanału Kamiennego w Sarnach).

W wielu gałęziach budownictwa wodnego spotykamy się często z koniecznością uszczelnienia budowli, bądź to dla zabezpieczenia przed stratami wody, bądź też ze względu na stałość obiektu. Wypadki takie zachodzą najpowszechniej przy budowie zapór, zwłaszcza ziemnych, obwałowaniu rzek, groblach stawowych, wreszcie przy budowie kanałów żeglownych czy nawadniających, gdzie występuje potrzeba uszczelnienia dna i skarp poniżej lustra wody.

Materiałem uszczelniającym najbardziej rozpowszechnionym była i jest glina lub il. Budownictwo nowoczesne posługuje się również na dużą skalę betonem. Zapewne długo jeszcze przy budowie kanałów głównym materiałem uszczelniają-

cym dno pozostanie glina z uwagi na jej duże zalety konstrukcyjne i taniość w stosunku do betonowania.

Powstaje jednak pytanie, czym uszczelniać dno kanału, gdy złoża gliny są w takiej odległości lub głębokości, że ich wydobycie i transport przedstawia niepomierne dużą sumę w ogólnym kosztorysie robót, betonowanie zaś ze względów ekonomicznych jak i technicznych (np. obecność kwasów humusowych w wodach gruntowych lub powierzchniowych płynących z torfowisk) byłoby również nieracjonalne. Wypadki takie mogą zająć bardzo często na Polesiu, a konkretnie biorąc przed powyższym problemem już stanęło Kierownictwo Budowy Kanału Kamiennego w Sarnach.



Na szczęście w dość trudnych warunkach budowy kanałów żeglownych na Polesiu (przepuszczalne warstwy wierzchnich utworów fluwioglacjalnych, glina lub iły na znacznej głębokości lub w rzadkich skupieniach powierzchniowych, trudności transportowe) posiadamy tam w obfitej ilości materiał uszczelniający wprawdzie b. różnorodnej wartości ale niejednokrotnie niewiele ustępujący glinom lub ilom. Materiałem tym jest t o r f.

Stosunkowo mała przepuszczalność torfów jest już stwierdzona oddawna, problem ten nie był jednak wyczerpująco zbadany, a o przydatności torfu, jako materiału uszczelniającego w technice wodnej, niema prawie nigdzie danych. Niejednokrotnie natomiast używano z dobrym skutkiem (o ile wykonanie było właściwe) torfu w małych obiektach jak np. w grobelkach nawodnienia zalewowego lub w groblach stawowych.

Prowadząc od kilku lat badania nad przepuszczalnością torfu i torfowisk w złożu naturalnym (z punktu widzenia zagadnień melioracji — rozstawa rowów, nawodnienia itp.) zdołałem zebrać nieco materiałów <sup>1)</sup>, z których pozwolę sobie przytoczyć ważniejsze wyniki.

Przepuszczalność torfu i torfowiska w stanie naturalnym jest bardzo różna i zależna od wielu czynników, jak: pochodzenie torfu, stopień rozkładu, odwodnienie i związane z tym osiadanie, uprawy mechaniczne na powierzchni, obecność korzeni, domieszka piasku, kierunek strug wodnych w torfowisku (pionowy czy poziomy) itd.

Naogół torf jest tym mniej przepuszczalny im bardziej jest rozłożony. Torfy włókniste o wyraźnej strukturze roślinnej, zbliżone własnościami do gąbki, posiadają przepuszczalność b. znaczną i to w kierunku pionowym 2 do 4 razy większą niż w kierunku poziomym. Torfy silnie rozłożone, o składzie bezpostaciowym i plastycznych własnościach zbliżone są pod względem przepuszczalności do glin, przy czym nie ma różnic między przepuszczalnością pionową i poziomą.

Bardzo charakterystycznymi wielkościami dla przepuszczalności torfu są jego dwie następujące fizyczne własności: ciężar objętościowy (tj. ilość gramów suchej masy w jednostce objętości) i pojemność wodna.

Tak np. dla współczynnika przepuszczalności torfu w stanie naturalnym ustalono doświadczalnie dwie formuły.

$$k = a \cdot P^b \quad (1)$$

gdzie:  $k$  —wsp. przepuszczalności cm/sek.

$P$  —pojemność wodna w % suchej masy

$a, b$  —współczynniki liczbowe.

Ponieważ wg. wielu obserwacji współczynnik  $b = 4,931$ , a więc większy od jednostki, z formuły (1) wynika, że w miarę jak pojemność wodna torfu maleje (większy stopień rozkładu) maleje i przepuszczalność.

Podobnie w zależności od ciężaru objętościowego wyznaczono  $k$ .

$$k = c \left[ \frac{S_3}{S_2} - 1 \right]^b \quad (2)$$

<sup>1)</sup> J. Ostromecki: „O niektórych związkach funkcjonalnych między fizycznymi własnościami torfu i torfowiska”. Rocznik Łąkowy i Torfowy, 1936.

Tutaj:

$k$  —wsp. przepuszczalności cm/sek.,

$S_3$  —ciężar próbki o znanej objętości po jej pełnym nasyceniu,

$S_2$  —ciężar objętościowy tej próbki,

$c, b$  —współczynniki liczbowe.

Ponieważ  $S_3$  w torfach jest naogół mało zmienne, wahając się około 1000 g/dcm<sup>3</sup>, widać z formuły (2), że w miarę wzrostu  $S_2$ , to jest w miarę zagęszczania się masy torfowej w jednostce objętości, maleje przepuszczalność.

W tab. I zestawiono znalezione współczynniki przepuszczalności w różnych torfowiskach, średnie w całej badanej warstwie.

TAB. I

Opis torfowiska	Współcz. przepuszcz. cm/sek		Uwagi
	Pionowy $k_v$	Poziomy $k_h$	
Torfowisko niskie niezmeliorowane	$1794 \times 10^{-6}$	$991 \times 10^{-6}$	Odpowiada piaskom
Torfowisko niskie zmeliorowane przed 4 laty	$395 \times 10^{-6}$	$253 \times 10^{-6}$	Odpowiada piaskom gliniastym
Torfowisko niskie zmeliorowane przed 5 laty	$324 \times 10^{-6}$	$266 \times 10^{-6}$	
Torfowisko przejściowe	$11 \times 10^{-6}$	—	Odpowiada glinom piaszczystym

Nadmienić należy, że niektóre próbki z torfu przejściowego wykazały  $k = 0,00$ , a w torfie niskim w warstwach silniej rozłożonych (nad podłożem mineralnym) znaleziono  $k = 15 \times 10^{-6}$  i mniej.

Jak wynika z przytoczonych liczb, przepuszczalność torfu silnie maleje w miarę odwodnienia i osiadania torfowiska, a w niektórych torfach nawet przy nienaruszonej ich strukturze  $k$  jest rzędu wielkości charakterystycznych dla glin. Należy się spodziewać, że torf poddany ubiciu, lub zagęszczeniu masy (np. przez obciążenie) znacznie zmniejszy swą przepuszczalność w stosunku do pierwotnie posiadanej. Fakt ten zaobserwowano przy badaniu przepuszczalności torfowiska obciążonego nierozplantowanym wykopem piaskowym; pod nasympem  $k$  było dwa razy mniejsze niż w torfie nieobciążonym.

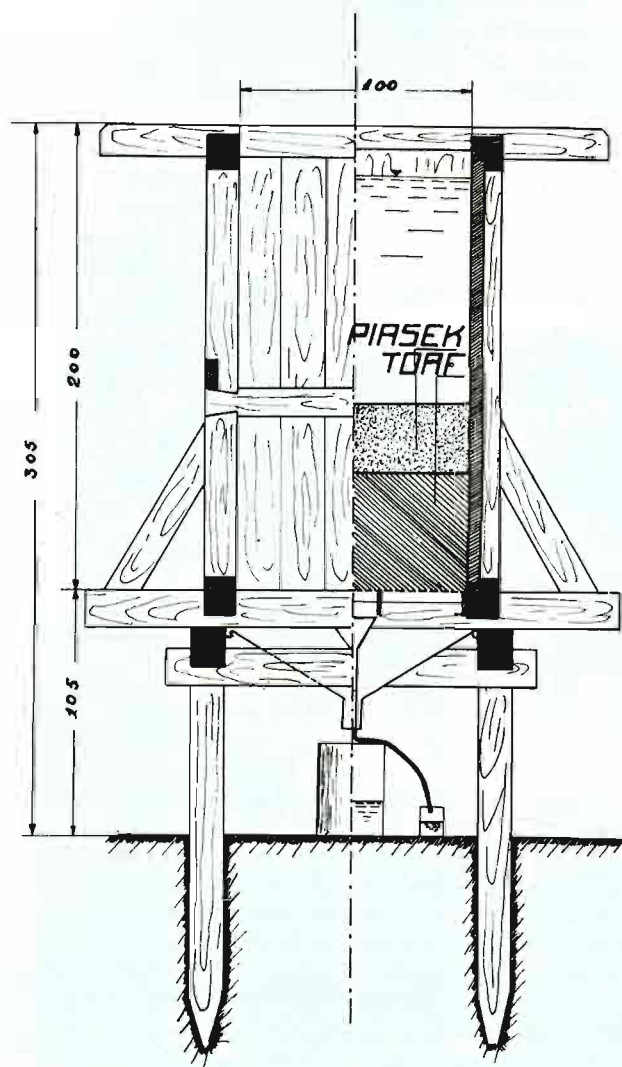
Jak wyżej wspomniałem Kierownictwo Budowy Kanału Kamiennego w Sarnach spotkało się z problemem uszczelnienia dna kanału. W początkach b. r. zwrócono się do mnie z prośbą o wydanie opinii, co do torfu jako materiału uszczelniającego. Ponieważ posiadałem dane odnoszące się do torfu o strukturze nienaruszonej, a przy uszczelnianiu budowli torf poddany byłby przemieszaniu, ubiciu i pracować będzie w odmiennych warun-

kach, zmuszony byłem wstrzymać się od wypowiedzenia swych uwag, przedstawiając natomiast Kierownictwu Budowy projekt przeprowadzenia odnośnych badań.

Kierownictwo Budowy Kanału oceniając konieczność przeprowadzenia doświadczeń, umożliwiło rozpoczęcie badań (za co należy wyrazić uznanie p. Kierownikowi inż. A. Mianowskiemu i p. inż. J. Kurczabowiczowi) udzielając środków finansowych na sporządzenie modeli i dostarczając torfów z projektowanej trasy kanału. Badania, które poniżej przedstawię, wykonałem od kwietnia do sierpnia b. r. w Dziale Hydrotechnicznym Zakładu Doświadczalnego Uprawy Torfowisk pod Sarnami.

Badania przepuszczalności prowadzono na trzech różnych modelach, z których I i II zostały specjalnie na ten cel zbudowane.

Model I do badań przepuszczalności warstwy uszczelniającej dno kanału w naturalnej grubości przedstawia rys. 1. Model składa się ze skrzyni z desek 1 1/2" spojonych ramą z kantówek



Rys. 1. Model I.

(14 × 14). Powierzchnia przekroju 1 × 1 = 1 m<sup>2</sup>; dno stanowi blacha dziurkowana podparta kratą z desek. Wysokość użyteczna 2,0 m.

Ponieważ dno kanału uszczelnione gliną lub iłem pokryte jest zawsze piaskiem czy żwirkiem,

w badaniach nad przepuszczalnością torfu zachowano tę samą zasadę i warstwę torfu pokrywano warstwą piasku. W trakcie pomiarów utrzymywano stały poziom wody nad warstwą uszczelniającą, mierząc ilość wody odciekającej, a zbieranej dwoma lejkami: z całości przekroju 1 m<sup>2</sup> i ze środka o powierzchni 0,04 m<sup>2</sup>. Mierzono wodę z dwóch powierzchni, gdyż mogły być obawy co do przeciekania bocznego wzdłuż ścian modelu.

Dla oznaczenia współczynnika przepuszczalności zastosowano prawo Darcy'ego (jak późniejsze obliczenia wykazały znalezione  $k$  przy odpowiednich spadkach ciśnienia są w granicach stosowności prawa Darcy'ego) przy czym oznaczono współczynnik przepuszczalności całej war-



Rys. 1-a. Model I.

stwy łącznie: torf + piasek. Teoretycznie należałoby rozbić badania i osobno ustalać przepuszczalność piasku i torfu, tutaj jednak ze względu na to, że torf w kanale zawsze będzie pokryty piaskiem (obciążenie) należy oznaczać przepuszczalność całej warstwy.

Odpowiedni wzór do obliczenia współczynnika  $k$  jest:

$$k = \frac{Q}{t \cdot i \cdot F} \quad (3)$$

gdzie:

$Q$  — ilość wody przeciekającej w czasie  $t$  w cm<sup>3</sup>,

$t$  — czas w sekundach,

$i$  — spadek ciśnienia równy  $\frac{H+l}{l}$ ,

$H$  — wysokość wody nad dnem modelu w cm,

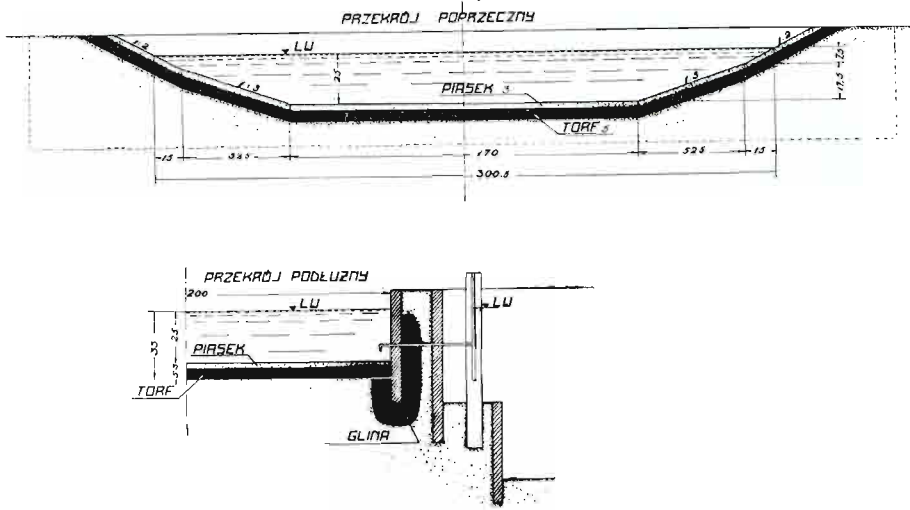
$l$  — grubość łączna torfu i piasku w cm,

$F$  — pow. przekroju poprzecznego w cm<sup>2</sup>,

Model II służył do badania przesiąkania wody z kanału w skali 1 : 10 (rys. 2). Wg. wymiarów podanych przez Kierownictwo wykonano w terenie (drobnoziarnisty piasek zbity, woda gruntuwa w odl. 3 m od powierzchni) model odcinka kanału o wymiarach poprzecznych w skali 1 : 10 i długości 2 m. Dno i skarpy aż ponad zwierciadło

wody max. zostały na odpowiednią głębokość przebrane i wyłożone warstwą torfu, pokrytego następnie piaskiem. Ograniczenia poprzeczne modelu stanowiły deski wkopane niżej dna i obłożone warstwą iłu. Dwie kontrolne studzienki przy ogra-

ralnym w warunkach laboratoryjnych. Zasada jest taka jak w ogólnie znanych aparatach do pomiaru przepuszczalności (np. K o p e c k y). W stosunku do modelu I występuje różnica w skali, gdyż użyto tu warstwy dziesięciokrotnie mniejszej niż



Rys. 2. Model II.

niczeniach poprzecznych służyły do sprawdzenia czy nie ma przesiąkania wzdłuż ścianek. Z obserwacji tych studzienek wynikało, że model pracował pod tym względem bez zarzutu. Urządzenie pomiarowe składało się z biurety połączonej z wodą modelu i pozwalającej odczytać stan wody z dokładnością 0,25 mm. Pomiary parowania wykonywano osobno w dwóch ewaporometrach (pow. 400 cm<sup>2</sup>) wkopanych w teren obok modelu.

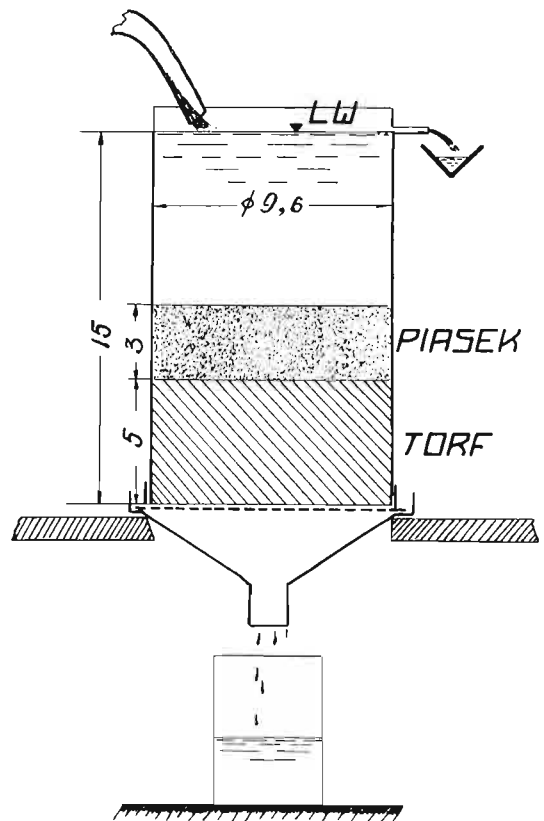
Obliczenie przesiąkania odbywało się w ten sposób, że po napełnieniu modelu do wysokości roboczej, po pewnym czasie (1—12 godzin) odczytywano stan obniżającego się zwierciadła wody na biurecie, poczem znów dopełniano wodę do pierwotnej wysokości. Znając parowanie, mierzone w ewaporometrach, i wymiary modelu obliczano ilość wody w cm<sup>3</sup>, która w danym czasie przesiąkała. Z tej ilości wody, uwzględniając różne wysokości ciśnienia (inne nad dnem, inne na skarpach) i grubość warstwy uszczelniającej, obliczono współczynnik przepuszczalności całej warstwy w założeniu, że piasek podłoża jest całkowicie przepuszczalny.

Z powyższego modelu możnaby bezpośrednio znajdować grubość warstwy (w cm) wody przesiąkającej w kanale rzeczywistym, gdyż przy założonej skali, gdzie zarówno grubość warstwy uszczelniającej jak i wysokość wody są w tej skali, grubość warstwy wody przeciekającej na modelu odpowiada grubości warstwy wody straconej na przesiąkanie w naturze. Trzeba by jednak mierzyć te straty w dość małych odstępach czasu, aby średnią wysokość zwierciadła wody w okresie pomiaru można przyjąć za stałą. Ponieważ jednak obliczano wsp.  $k$  z innych modeli to i tutaj ujęto kwestię ogólnie wyrażając  $k$  w cm/sek. według wzoru D a r c y.

M o d e l III (rys. 3) stanowi cylinder metalowy o małych wymiarach, służący dawniej do oznaczania przepuszczalności torfu w stanie natu-

ralnym. Poza tym wsp.  $k$  obliczano wg. wyżej przytoczonego wzoru (1).

Zauważyć należy, że modele II i III pracują w warunkach nieco odmiennych niż pracować bę-



Rys. 3. Model III.

dzie warstwa uszczelniająca w naturze lub w modelu I. Pomijając wpływ samej grubości warstwy torfu, nie mamy w modelu II i III takiego obciążającego działania pokrywy piaskowej. W naturze

obciążenie warstwą piasku kilkudziesięciu cm grubości ma b. duży wpływ na zmniejszenie przepuszczalności torfu powodując jego zagęszczenie. Wyniki zatem otrzymane w modelu II i III będą miały raczej za wysokie współczynniki  $k$ , gdyż tam warstwa torfu jest dziesięciokrotnie mniej obciążona niż w naturze.

W kanałach z uszczelnieniem gliną stosunek grubości wkładki gliny i nadsypki piaskowej lub żwirkowej jest zazwyczaj jak 1 : 1. W badaniach poniższych ze względu na mało znany materiał torfowy przyjęto stosunek grubości warstwy torfu do grubości warstwy piasku jak 10 : 6. W ten sposób np. przy normalnej nadsypce piasku 30 cm odpowiednia grubość warstwy torfu winna wynosić 50 cm.

Na opisanych trzech modelach zbadano torfy z dwóch torfowisk i dla porównania glinę. Kolejno omówię przebieg i wyniki pomiarów.

#### Torf $A_1$ model I.

Torf oznaczony Nr.  $A_1$  pochodzi z torfowiska niskiego Czemerne z warstwy wierzchniej drogi na polach Zakładu Doświadczalnego, jest bardzo rozdrobniony przez jazdy i dość silnie rozłożony, barwy ciemnej. W tab. II zestawiono własności torfu  $A_1$  przed załadowaniem do modelu i po wykonaniu badań.

TAB. II

Własności torfu $A_1$	W stanie naturalnym przed załadowaniem do modelu	Po wykonaniu badań
Waga 100 cm <sup>3</sup> torfu po pełnym nasyceniu $S_3$	116,2	118,9
Ciężar objętościowy (g w 100 cm <sup>3</sup> ) $S_2$	45,8	53,7
Pojemność wodna w % suchej masy $P$	159	121,5

Ponieważ ciężar objętościowy torfu niskiego na polach Zakładu waha się przeciętnie od 6 do 27, widzimy, że torf  $A_1$  jest już i w stanie naturalnym silnie zagęszczony.

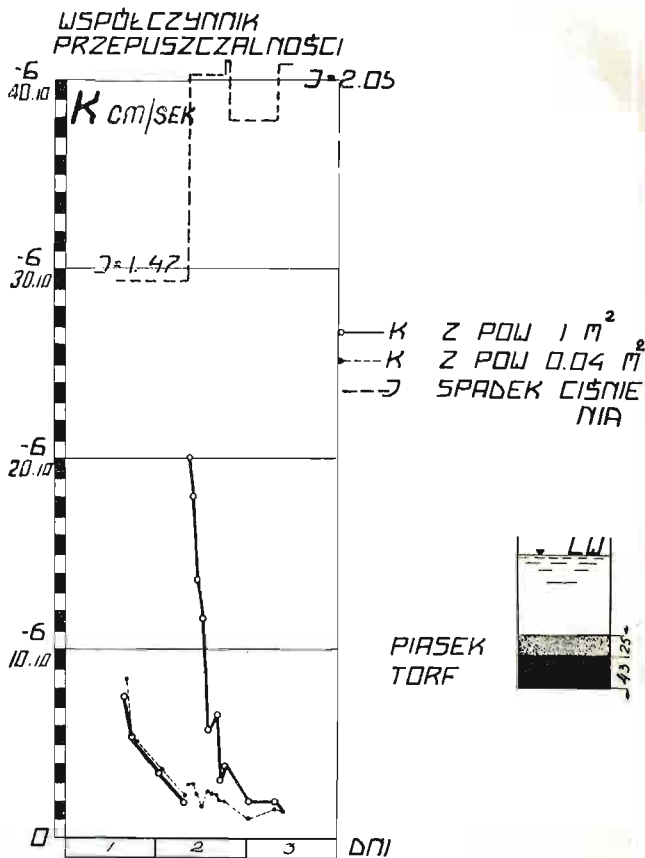
Do modelu I załadowano 0,56 m<sup>3</sup> torfu warstwami, ubijając go do grubości 43 cm, co przy przekroju 1 m<sup>2</sup> daje objętość 0,43 m<sup>3</sup>. Torf zatem po ubiciu zmniejszył jeszcze swą objętość do 77% pierwotnej objętości; odbiło się to na wzroście ciężaru objętościowego z 45,8 na 53,7.

Na warstwę torfu załadowano piasek drobnoziarnisty, czysty, do grubości 25 cm. Stosunek więc warstwy piasku do torfu był 5,82 : 10. Razem grubość warstwy piasku i torfu po ubiciu i osiądnięciu wyniosła 68 cm.

Po napełnieniu zbiornika wodą pomiar przesączanej wody wykonywano przez 9 dni, w sumie wykonano 27 pomiarów podwójnych (z pow. 1 m<sup>2</sup> i 0,04 m<sup>2</sup>). Aby nie rozszerzać pracy nie podaję poszczególnych cyfr (materiały pomiarowe znajdu-

ją się w archiwach działu hydrotechnicznego Z. D.), ograniczając się do wykresu wartości współczynnika  $k$  i to tylko dla pierwszych trzech dni.

Jak wynika z rys. 4 współczynnik przepuszczalności całej warstwy uszczelniającej szybko



Rys. 4. Badanie torfu  $A_1$  w modelu I.

zmniejsza się w miarę upływu czasu od chwili zalania wodą. W dniach od 5 do 9 osiągnął on następujące średnie wartości:

$$k_1 \text{ z pow. } 1 \text{ m}^2 = 0,90 \times 10^{-6} \text{ cm/sek,}$$

$$k_2 \text{ z pow. } 0,04 \text{ m}^2 = 0,64 \times 10^{-6} \text{ cm/sek.}$$

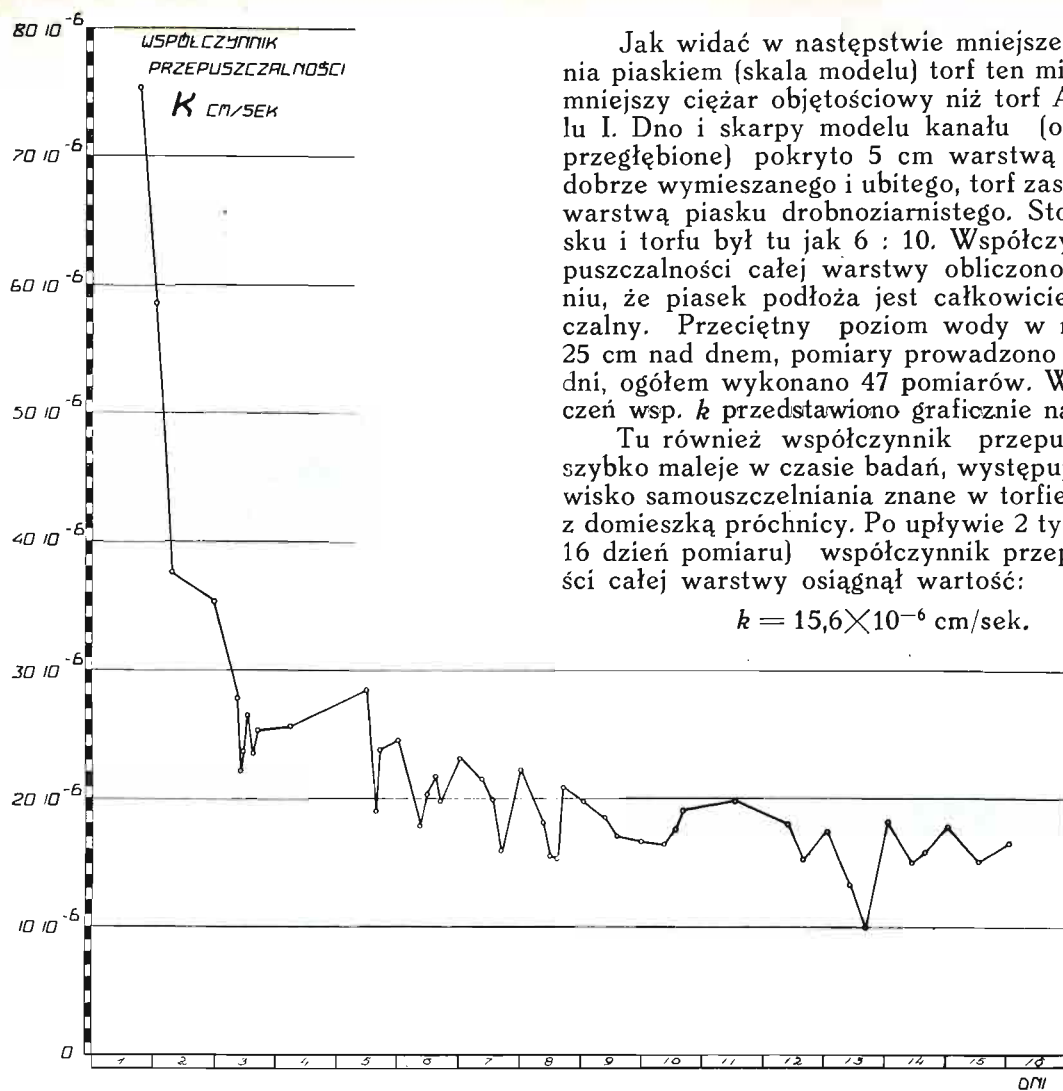
Wartość  $k_1$  jest nieco większa, prawdopodobnie mogło tu zajść przeciekanie boczne czego nie było po środku skąd mierzono  $k_2$ .

#### Torf $A_2$ , model II.

Do modelu II użyto torfu również z dróg Zakładu, zewnętrznie podobnego do torfu  $A_1$ , jednak mniej zagęszczonego. W tab. III przedstawiono jego własności.

TAB. III

Torf $A_2$	W stanie naturalnym	Po wykonaniu badań
$S_3$	101,9	111,2
$S_2$	21,3	26,7
$P$	378	316

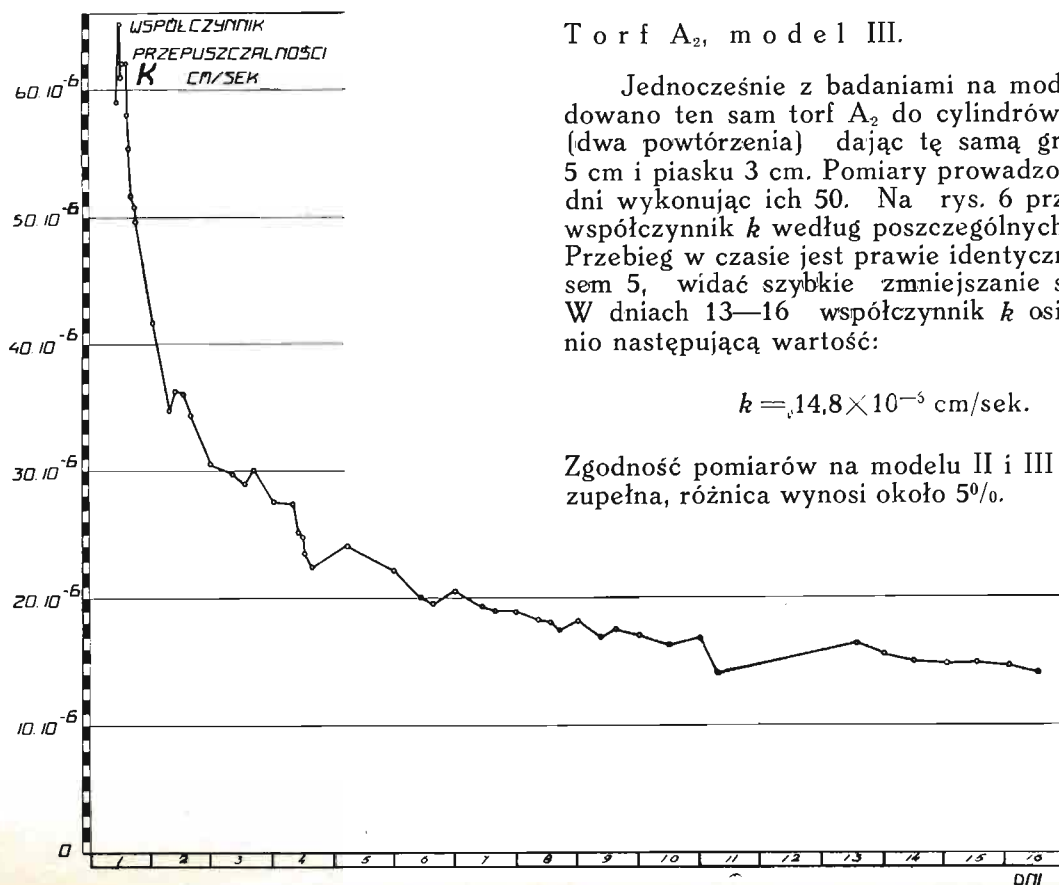


Rys. 5. Badanie torfu A<sub>2</sub> w modelu II.

Jak widać w następstwie mniejszego obciążenia piaskiem (skala modelu) torf ten miał znacznie mniejszy ciężar objętościowy niż torf A<sub>1</sub> w modelu I. Dno i skarpy modelu kanału (odpowiednio przegłębione) pokryto 5 cm warstwą tego torfu, dobrze wymieszanego i ubitego, torf zasypano 3 cm warstwą piasku drobnoziarnistego. Stosunek piasku i torfu był tu jak 6 : 10. Współczynnik przepuszczalności całej warstwy obliczono w założeniu, że piasek podłoża jest całkowicie przepuszczalny. Przeciętny poziom wody w modelu był 25 cm nad dnem, pomiary prowadzono w ciągu 16 dni, ogółem wykonano 47 pomiarów. Wyniki obliczeń wsp.  $k$  przedstawiono graficznie na rys. 5.

Tu również współczynnik przepuszczalności szybko maleje w czasie badań, występuje więc zjawisko samouszczelniania znane w torfie i ziemiach z domieszką próchnicy. Po upływie 2 tygodni (12—16 dzień pomiaru) współczynnik przepuszczalności całej warstwy osiągnął wartość:

$$k = 15,6 \times 10^{-6} \text{ cm/sek.}$$



Rys. 6. Badanie torfu A<sub>2</sub> w modelu III.

### Torf A<sub>2</sub>, model III.

Jednocześnie z badaniami na modelu II załadowano ten sam torf A<sub>2</sub> do cylindrów modelu III (dwa powtórzenia) dając tę samą grubość torfu 5 cm i piasku 3 cm. Pomiary prowadzono przez 16 dni wykonując ich 50. Na rys. 6 przedstawiono współczynnik  $k$  według poszczególnych pomiarów. Przebieg w czasie jest prawie identyczny z wykresem 5, widać szybkie zmniejszanie się wsp.  $k$ . W dniach 13—16 współczynnik  $k$  osiągnął średnio następującą wartość:

$$k = 14,8 \times 10^{-6} \text{ cm/sek.}$$

Zgodność pomiarów na modelu II i III jest prawie zupełna, różnica wynosi około 5%.



Przełgądając poszczególne wartości  $k$  zauważymy jednak, że np. w dniu 18 przy ciśnieniu  $i = 2,06 - k$  było równe  $0,57 \times 10^{-6}$  cm/sek., a w dniu 34 przy ciśnieniu  $i = 2,65 - k$  było  $2,5 \times 10^{-6}$  cm/sek.

### Glina, model I.

Dla porównania zbadano również i glinę. Ściślej biorąc zaliczyć należy tę „glinę” (wg. miejscowej nazwy) do kategorii iłów. Gлина pochodziła z nad rzeki Słuczy pod Sarnami, prawdopodobnie z osadów rzecznych. Analiza mechaniczna wykazała 86,5% części pyłowych (mniejszych od 0,01 mm), pojemność wodna wynosiła 43,4%, a ciężar objętościowy 118,8 g/100 cm<sup>3</sup>.

Do modelu I naładowano warstwę (po ubiciu) 38 cm, pokrywając ją warstwą piasku 30 cm. Stosunek piasku do gliny był tu jak 7,9 : 10. Łączna grubość wyniosła 68 cm. Na rys. 8 przedstawiono wartości wsp.  $k$ , maleją one szybko i wogóle są małego rzędu.

Srednio otrzymano:

$$k_1 \text{ z pow. } 1 \text{ m}^2 = 0,91 \times 10^{-6} \text{ cm/sek.}$$

$$k_2 \text{ z pow. } 0,04 \text{ m}^2 = 0,76 \times 10^{-6} \text{ cm/sek.}$$

W tab. IV zestawiono własności badanych uszczelnień i współczynniki przepuszczalności.

ciężaru objętościowego przynajmniej 30—50 g suchej masy w 100 cm<sup>3</sup> oraz odpowiednio obciążony piaskiem grubości warstwy przynajmniej 25 cm. Grubość warstwy torfu minimum około 40 cm po ubiciu.

Mając dane współczynnika przepuszczalności warstwy uszczelniającej dno kanału obliczymy dla orientacji straty na przesiąkanie w projektowanym Kanale Kamiennym.

Założymy wypadek najniekorzystniejszy: kanał przebiega w przepuszczalnych warstwach piasku, woda gruntowa znacznie niżej dna kanału.

Wymiary kanału, napełnienie wodą oraz projektowane uszczelnienie torfem jak na modelu II (oczywiście w naturze zwiększone dziesięciokrotnie).

Ilość wody przesiąkającej na jednostkę długości kanału (1 mb) jest:

$$q = (J_1 \times L_1 + J_2 \times L_2 + J_3 \times L_3) \times k \text{ cm}^3/\text{sek.}/1 \text{ mb kanału.}$$

Tutaj  $J_1, J_2, J_3$  oznaczają spadki ciśnienia nad dnem i na odcinkach skarp (o podwójnym załamaniu 1 : 3 i 1 : 2), a  $L_1, L_2, L_3$  odpowiednio szerokość dna i długość rzutu skarp.

Obliczając z wymiarów kanału wyraz w nawiasie otrzymamy jego wartość liczbowa 1.048.590, zatem:

$$q = 1.048.590 \times k \text{ cm}^3/\text{sek.}/\text{mb kanału.}$$

TAB. IV.

Nazwa	Model	Grubość warstwy cm		Stosunek grub. piasku do torfu x : 10	Spadek ciśnienia $i = \frac{H+l}{l}$	Ciężar po nasyceniu g/100 cm <sup>3</sup>	Ciężar objętościowy g/100 cm <sup>3</sup>	Pojemność wodna P %	Współczynnik przepuszczalności badanych warstw $k \times 10^{-6}$ cm/sek	Uwagi
		piasku	torfu							
Torf A <sub>1</sub>	I	25	43	5.82	2.05	118,9	53,7	121,5	0.64 — 0.90	
Torf B	I	25	43	5.82	2.65	127,5	52,2	181	0.38 — 6.00	
Torf A <sub>2</sub>	III.	3	5	6.00	1.875	111,9	26,7	316	14.8	
Torf A <sub>2</sub>	II	3	5	6.00	3.45	"	"	"	15.6	
Glina	I	30	38	7.90	2.06	—	118.8	43.4	0.76 — 0.91	86.5 % pyłu

Z przeprowadzonych badań można wyciągnąć następujące wnioski:

1. Przepuszczalność warstwy uszczelniającej (torf + piasek) maleje w miarę upływu czasu od chwili napełnienia modelu.
2. Przepuszczalność warstwy uszczelniającej jest tym mniejsza, im bardziej torf jest obciążony lub ubity, czyli im większy jego ciężar objętościowy.
3. Badanie na modelach w skali daje współczynnik  $k$  zawsze nieco większy z powodu niezachowania warunku obciążenia, jakie istnieje w naturze.
4. Przepuszczalność warstwy uszczelniającej różnych torfów i na różnych modelach wyniosła od  $0,38 \cdot 10^{-6}$  do  $15,6 \cdot 10^{-6}$  cm/sek.
5. Uszczelnienie torfem może osiągnąć wartości odpowiadające uszczelnieniu gliną, przy zachowaniu warunku: torf musi być dobrze rozłożony i przez ubicie doprowadzony do

Mnożąc przez 86.400 (doba) i zamieniając cm<sup>3</sup> na m<sup>3</sup> otrzymamy:

$$Q = 90.598 \times k \text{ m}^3/\text{dobę i mb kanału.}$$

Biorąc  $k$  jak dla gliny mielibyśmy straty na przesiąkanie

$$Q = 0,082 \text{ m}^3/\text{dobę}/\text{mb.}$$

Biorąc  $k$  w granicach wartości znalezionych dla uszczelnienia torfowego otrzymamy

$$Q = 0,03 — 1,413 \text{ m}^3/\text{dobę}/\text{mb.}$$

Powyższy wynik obliczeń pozwoliłby zakwalifikować torf jako uszczelnienie dna kanału zwłaszcza, że strata 1,413 m<sup>3</sup> jest w najniekorzystniejszych warunkach i przy torfie o największej znalezionej przepuszczalności.

Przeprowadzone doświadczenia wymagają uzupełnienia co do metody przygotowania torfu, sposobów kładzenia i ubicia, tj. praktyki wykonania robót w terenie.

## Kolmatacja przy pomocy roślin wodnych dla celów regulacji rzek.

Załadowanie bocznych koryt i łąch rzecznych — przy stosowanych obecnie sposobach koncentracji łożyska rzek — postępuje wyłącznie przy pomocy zatrzymywania namulów przez budowle faszynowe, względnie specjalne budowle palowe. Jeśli chodzi o zamulanie przestrzeni pomiędzy ostrogami regulacyjnymi, to odbywa się ono pod wpływem działania tych ostróg. Szybkość powyższych procesów zależy oczywiście od charakteru rzeki (ilości unoszonych namulów, częstości przyborów wody na rzece, głębokości odciętych przestrzeni, odległości pomiędzy budowlami itp.) oraz typu budowli.

Zarówno z punktu widzenia utrzymania uregulowanego łożyska rzeki, jak bezpieczeństwa samych budowli regulacyjnych, przeważnie pożądanym będzie doprowadzenie załadowania jak najszybciej do stanu, przy którym mogłoby ono być obsadzone wikliną. Niekiedy jednak załadowanie postępuje bardzo wolno i budowle regulacyjne wymagają wtedy większej, czujniejszej opieki.

Zastanawiając się nad sposobami przyspieszenia procesów kolmatacji terenów odciętych przez budowle regulacyjne, zwróciłem uwagę na pewne zjawiska, zachodzące w naturze, a posiadające w istocie swej podobieństwo do sztucznych procesów kolmatacji.

Mam na myśli zjawisko zarastania naturalnych zbiorników wody oraz tworzenia się torfowisk.

Wiadomym jest, że zarastanie zbiorników wód stojących postępuje od brzegów ku środkowi. Roślinność pojawia się przede wszystkim przy brzegach, inna w wypadku gdy brzegi są łagodne a głębokości nieznaczne, inna znów gdy przy brzegu od razu natrafia się na duże głębokości. W miarę zmniejszania się tych głębokości przez obumarłą masę roślinną pojawiają się nowe, wyżej zorganizowane gatunki, aby następnie ustąpić miejsca roślinom wegetującym już na zupełnie płytkiej wodzie.

Jak widzimy istotą powyższych zjawisk jest stopniowe podnoszenie się terenu, stanowiącego uprzednio dno zbiornika wody stojącej, aż do całkowitego załadowania. Analogia, jaka zachodzi pomiędzy tymi naturalnymi zjawiskami, a istotą i celem sztucznych zabiegów przy kolmatacji terenu, nasunąć musi pytanie, czy nie dałoby się przy załadowaniu terenów dla celów regulacji rzek, podpatrując naturę, iść jej śladami.

Zatem zasada nowego sposobu kolmatacji polegałaby na powtórzeniu — w warunkach sztucznych — wspomnianych wyżej procesów naturalnych zarastania przestrzeni zajętych przez wody stojące, używając jednak do tego takich metod, które skróciły by długotrwałe procesy naturalne do okresów możliwie najmniejszych.

Stąd powziąłem myśl zastosowania do kolmatacji dla celów regulacji rzek roślin wodnych, z natury swej jak gdyby predestynowanych do powyższego zadania.

Rośliny wodne według tej koncepcji odgrywałyby podwójną rolę: w czasie wegetacji byłyby one

„żywymi budowlami“ regulacyjnymi, zatrzymującymi unoszone drobne namuły, po skończonej wegetacji własną masą organiczną podnosiłyby dno.

Stawiając sprawę w płaszczyźnie ściśle praktycznych zadań, należało zbadać:

1. jakie rośliny wodne nadają się do powyższego celu,
2. w jakich warunkach mogą być zastosowane poszczególne gatunki tych roślin,
3. wreszcie w jaki sposób praktycznie mogłyby być zaprowadzone sztuczne kultury poszczególnych roślin wodnych w różnych warunkach terenowych.

Dzięki przychylnemu ustosunkowaniu się p. Dyrektora Biura Dróg Wodnych Minist. Komunikacji inż. E. Romańskiego do różnego rodzaju prac badawczych, zagadnienie kolmatacji przy pomocy roślin wodnych mogło być włączone w program studiów Biura.

Badania należało rozpocząć od zapoznania się z gatunkami możliwych do wykorzystania roślin wodnych. W tym celu Biuro Dróg Wodnych zwróciło się do wybitnych specjalistów botaników prof. D. Szymkiewicza we Lwowie oraz dr L. Kaznowskiego, Dyrektora Państw. Instytutu Naukowego Gospodarstwa Wiejskiego w Puławach, którzy poczynili szereg ważnych spostrzeżeń i doświadczeń. Trudność badania polegała na całkowitej nowości zagadnienia. Sformułowane wyżej pytania wobec braku przykładów w dotychczasowej praktyce wymagały rozpoczęcia studiów prawie po omacku.

Prace podzielone zostały w ten sposób, że prof. D. Szymkiewicz na podstawie literatury botanicznej polskiej i obcej zebrał najważniejsze dane o warunkach rozwoju poszczególnych roślin wodnych z punktu widzenia możliwości ich sztucznego kultuwowania, natomiast dr L. Kaznowski przy współpracy inż. Woźniaka przeprowadza bardzo cenne doświadczenia laboratoryjne i terenowe.

Wyniki doświadczeń i badań naukowych zostaną po całkowitym opracowaniu materiału ogłoszone drukiem przez ich autorów, natomiast niżej zamierzam podać pokrótce wnioski praktyczne, które nasunęły mi się na podstawie zakomunikowanych danych z doświadczeń oraz moich obserwacji w terenie.

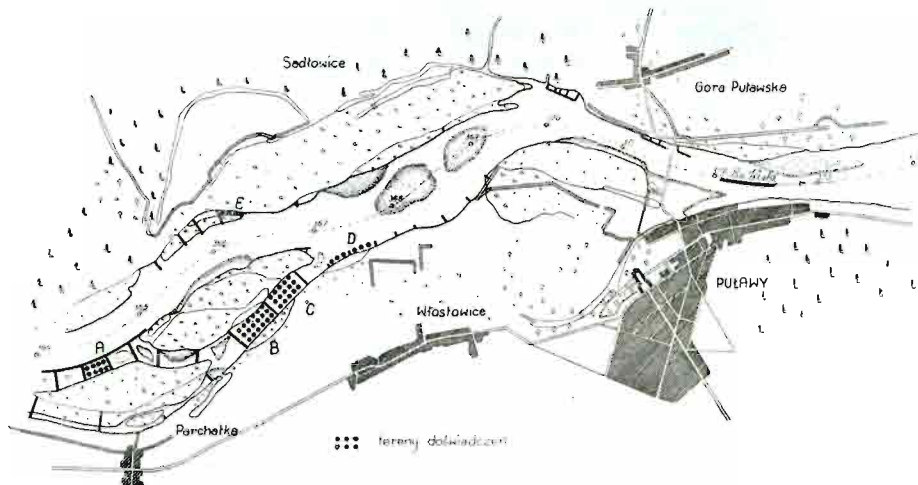
Dla celów doświadczalnych wybrane zostały przez Biuro Dróg Wodnych tereny na Wiśle pod Puławami (rys. 1), posiadające pod względem możliwości zamulenia różne warunki. Łacha E stanowiła jak gdyby rozmnożnik, przestrzeń pomiędzy przetamowaniami A, B, C teren doświadczalny głęboki, o wodzie prawie stojącej, miejsca oznaczone na rys. 1 literą D — międzyciamia otwarte, bezpośrednio połączone z Wisłą. Zwrócono uwagę przede wszystkim na wegetatywny sposób rozmnażania i z sąsiednich stawów i moczarów wzięto szereg roślin wodnych. Wyciągano je z kłęczami (korzeniami), bardziej mocno siedzące w dnie — łącznie z gruntem. W jednym tylko wypadku próbowano zebrać nasiona (jeżogłówka — sparganium), lecz



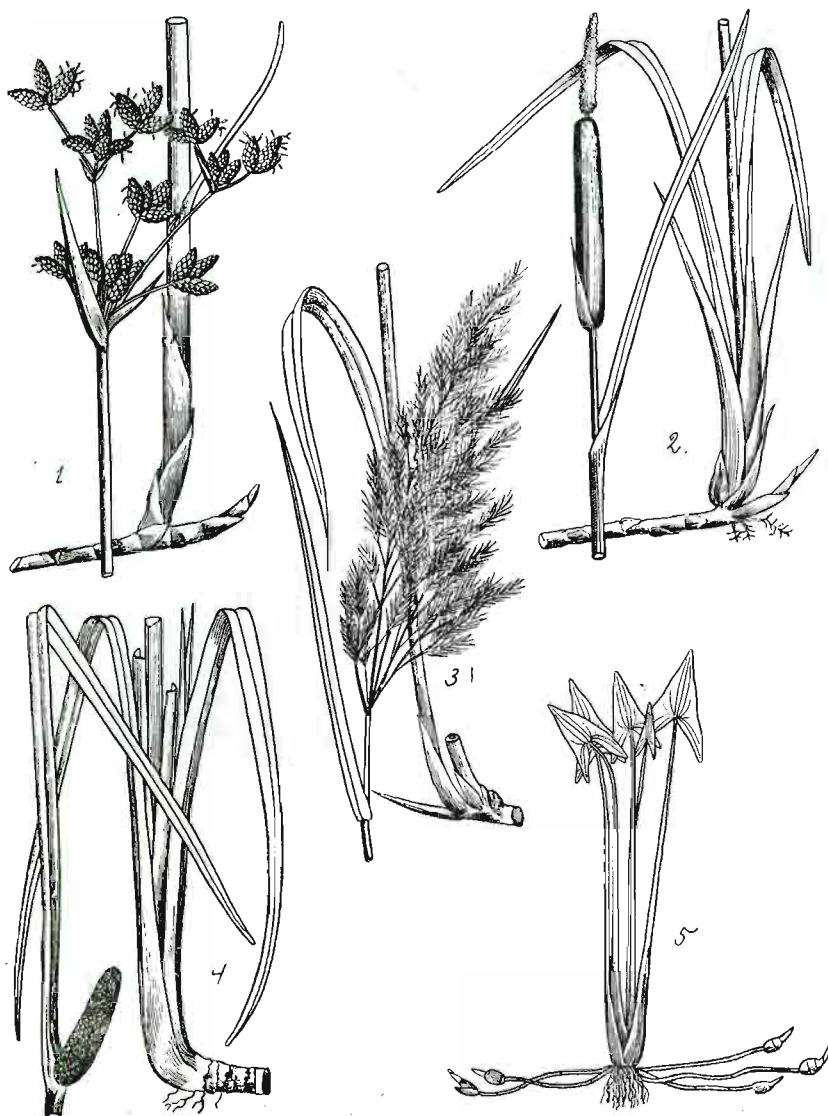
wynik siewu na razie nie może być zupełnie dokładnie oceniony. Wegetatywny sposób rozmnażania praktycznie okazał się zarówno łatwy do sztucznego przeprowadzenia, jak i czyniący zadość postawionemu celowi. Wśród zbadanych licznych roślin wodnych zwróciły przede wszystkim uwagę następujące gatunki.

Sitowie jeziorne<sup>1)</sup> (*Scirpus lacustris*) (rys. 2 [1]) sięga najdalej od brzegu do największych głębokości. W wodach stojących spotyka się

<sup>1)</sup> Rysunki sitowia, pałki, trzciny, tataraku i strzałki wodnej łaskawie dostarczone zostały przez p. prof. D. Szymkiewicza.



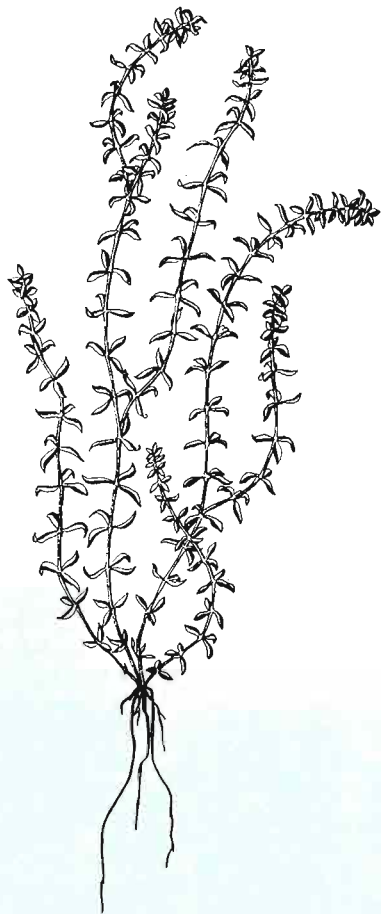
Rys. 1.



Rys. 2.

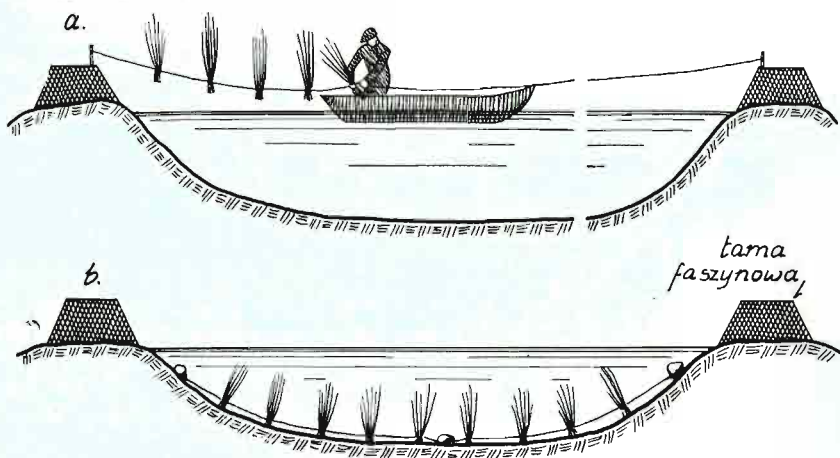
na głębokości do 3 metrów. Roślina ta silnie rozkrzewia się za pomocą płożących się kłaczy, na płytkich miejscach znosi nawet silniejszy prąd wody.

**P a ł k a w a s k o l i s t n a** (*Typha angustifolia*) (rys. 2 [2]) trzyma się blisko brzegu, jest bardziej wrażliwa od sitowia na działanie fal. Roślina ta również posiada długie płożące się kłacza i występuje wspólnie z sitowiem i trzciną.



Rys. 3.

**Trzcina wodna** (*Phragmites communis*) (rys. 2 [3]) tworzy gęste zarośla dochodzące do 4 m wysokości, posiada bardzo długie (do 6 m) płożące się kłacza, przy pomocy których łatwo rozmnaża się w drodze wegetatywnej.



Rys. 4. Sadzenie tataraku.

**T a t a r a k** (*Acorus Calamus*) (rys. 2 [4]) osiąga wysokość do 1,5 m, łatwo rozmnaża się przy pomocy kłaczy, rośnie zwartymi krzakami, dosyć odpornymi na prądy wodne.

**S t r z a ł k a w o d n a** (*Sagittaria sagittifolia*) (rys. 2 [5]) nie tworzy wprawdzie kłaczy, rozmnaża się jednak obficie wegetatywnie za pomocą bulw, które tworzą się na jesieni. Roślina ta posiada liście w kształcie strzałki, wystające z wody, poza tym zaś tworzy drugi rodzaj liści podwodnych. Strzałka wodna znosi dobrze prąd wody.

**M o c z a r k a k a n a d y j s k a** (*Elodea canadensis*) (rys. 3) jest rośliną gęsto zarastającą zwłaszcza płytkie zbiorniki wodne, posiada bardzo długie i rozgałęzione pędy z osadzonymi w niewielkich odstępach drobnymi liśćmi. Mocno trzyma się dna, sięga aż do powierzchni wody.

Próby były wykonywane także z innymi roślinami, doświadczenia te jednak nie są zakończone.

Na podstawie dotychczasowych badań stwierdzić można, że najlepsze wyniki, jeśli chodzi o możliwości sztucznego zaprowadzenia kultur, dają tatarak, strzałka wodna i moczarka kanadyjska.

Doświadczenie również wykazało, że najlepszym okresem sadzenia roślin wodnych jest lato, w tym bowiem czasie wykazują one najsilniejszą wegetację i posiadają największe zasoby sił.

W badaniach wykonanych w roku bieżącym na Wiśle pod Puławami rośliny wodne były wykopywane ze stawów w lipcu i natychmiast posadzone. Były poza tym robione próby przygotowania kłaczy na jesieni i sadzenia ich wczesną wiosną.

Sadzenie tataraku odbywało się w sposób następujący (rys. 4). Kłacza tataraku wydobyte z dna stawu, względnie zatoki, którą użyto jako rozmnożnik, przetransportowano łodzią do miejsca sadzenia. Pomiędzy dwoma przetamowaniami w pobliżu brzegu, przeciągano drut, stosowany zazwyczaj przy wiązaniu kiszek faszynowych. Drut ten zawieszony był luźno na 2-ch kołkach na przeciwnych przetamowaniach. Następnie, jadąc łodzią wzdłuż drutu, przywiązywano w odstępach ok. 0,5 m do zwieszającego się drutu kłacz - sadzonkę. Kłacz był umieszczany w pętli, którą wykonywano z zawieszonego drutu.

W ten sposób przywiązywano szereg kłaczy i po obciążeniu drutu kamieniami opuszczano go razem z kłaczami tataraku na dno. Kłacza tataraku

ku, jak pokazały doświadczenia, szybko przyjmowały się w gruncie, który na terenach doświadczalnych pod Puławami stanowiły w międzyciach piaski, niekiedy pokryte bardzo cienką warstwą osadzonego przez rzekę mułu. Rozrastanie się kłaczy zarówno wzdłuż sadzonego szeregu, jak i poprzecznie postępowało bardzo szybko, okazało się przy tym, wbrew pierwotnym przypuszczeniom, że tatarak jest rośliną bardzo odporną na wahania poziomu wód i zupełnie dobrze się utrzymuje przy częściowym, dość znacznym zanurzeniu w wodzie. W kilku miejscach posadzone były dwa szeregi tataraku, które po rozwinięciu się utworzyły gęste zarośla. Rys. 5 i 6 ilustrują stan sztucznych kultur tataraku. Pierwsze z tych zdjęć wykonałem pomiędzy przetamowaniami B, (rys. 1), drugie dotyczy łachy E, komunikującej się z Wisłą, co jest widoczne z rys. 1.



Rys. 5.



Rys. 7.



Rys. 6.

W pobliżu brzegu, między poprzeczkami, zastosowano sadzonki strzałki wodnej (Rys. 1-D). Wskutek stosunkowo znacznego prądu rośliny te przyjęły się dość słabo i na razie trudno jest stwierdzić, jak dobrze przetrzymają zimę i jak silnie się rozrosną.

Stosunkowo najlepsze rezultaty, jeśli chodzi o przyrost organiczny masy, otrzymano przy zastosowaniu bardzo pospolitej u nas rośliny wodnej:

moczarki kanadyjskiej (rys. 3). Sadzenie moczarki jest niezwykle łatwe, polega bowiem na wrzucaniu do wody, w miejscu gdzie ma być zaprowadzona kultura moczarki, wykopanych krzaków tej rośliny, łącznie z ziemią i tkwiącymi w niej korzeniami. Roślina ta jest wyjątkowo odporna na wszelkie ruchy wody, czepia się łatwo dna i bardzo mocno jej się trzyma. Krzaki moczarki wyrwane przez prąd w jednym miejscu, łatwo się przyjmują w innym, gdzie zatrzymują się na dnie rzeki. Wskutek swego charakteru należy się spodziewać, że roślina ta w ciągu roku da duży przyrost masy, która po wegetacji osiadzie na dnie przestrzeni wodnej.

Rozrastanie się krzaków moczarki postępuje tak szybko, że z dna podnosi się ona do zwierciadła wody i miejscami, jak gdyby powleka powierzchnię wodną pędami i liśćmi. Na rys. 7 widzimy właśnie (biała wskazówka) miejsca na

powierzchni wody, gdzie moczarka kanadyjska zaciągnęła prawie całą wodę. Zarówno ze względu na łatwość rozmnażania, jak też szybkość rozrastania się moczarka kanadyjska powinna przy kolmatacji dla celów regulacyjnych znaleźć szerokie zastosowanie.

Doświadczenia z moczarką prowadzone były w miejscu E (rys. 1) oraz w międzyciach A, B. W miejscu A, wskutek znacznych głębokości i stosunkowo późnego posadzenia, trudno było na razie sprawdzić stan wegetacji posadzonej moczarki, prawdopodobnie jednak i w tych warunkach moczarka kanadyjska nie zawiedzie.

Przy zaprowadzeniu kultury moczarki należy wrzucać do wody możliwie większe ilości tych kultur, aby uzyskać większą pewność przyjmowania się i od razu możliwie gęste zarośnięcie dna.

Doświadczenia z roślinami wodnymi dla celów kolmatacji prowadzone były dotąd na ograniczonych wybranych przestrzeniach. W roku przyszłym potraktowane one zostaną w sposób bardziej masowy, co pozwoli łatwiej stwierdzić, jaki efekt dadzą te rośliny, jako żywe budowle regulacyjne.

## Rola niskotermicznych cementów w budowie zapór betonowych.

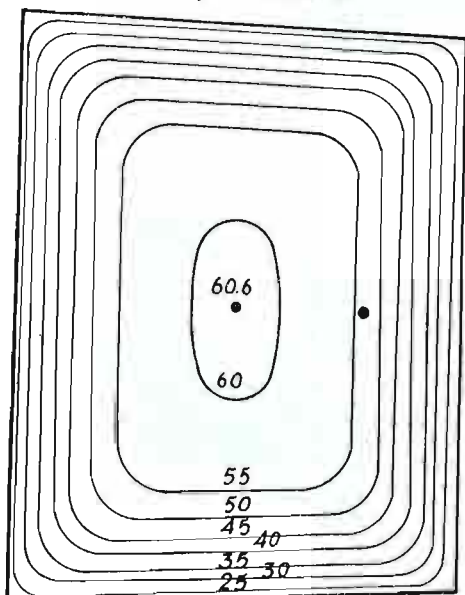
Zapory betonowe z reguły składają się z wielkich maszywów betonu, podzielonych szwami dylatacyjnymi na oddzielne bloki. W masywach tych jaskrawo występuje zjawisko skurczu, które powoduje rysy na blokach betonowych, dość często obserwowane na blokach budowanych zapór. Powstające rysy na ogół nie sięgają głęboko do środka bloków, nie powodują pęknięcia bloków na oddzielne części, jednakże niejednokrotnie osłabiają przekroje, co może być niepożądane zwłaszcza w przekrojach bardziej wyzyskanych wytrzymałościowo — poza tym tworzą drogi umożliwiające przesiąki oraz ułatwiają przenikanie wody wgłąb betonu, co zwiększa niebezpieczeństwo niszczenia bloków przy przemarzaniu.

Skurcz betonu powstaje skutkiem dwóch zasadniczych przyczyn: 1) krystalizacji składowych części cementu w czasie hydratacji i 2) podniesienia temperatury masy betonu na skutek wydzielonego ciepła przy reakcjach chemicznych przy hydratacji.

W wypadkach stosunkowo cienkich konstrukcji betonowych proces twardnienia przebiega w przybliżeniu izotermicznie, gdyż temperatura wnętrza i zewnętrzna są prawie jednakowe. Dla tych konstrukcji ma jedynie znaczenie skurcz wywołany krystalizacją części składowych. W dużych blokach zaporowych powstaje znaczna różnica temperatur wnętrza betonu i jego powłoki, dochodząca do kilkudziesięciu stopni. Powłoka zewnętrzna kurczy się szybciej — wewnątrz rozszerzona pod wpływem dużej temperatury „rozsadza” powłokę powodując powstawanie rys.

Na przytoczonym rysunku (1) podane są izotermie zaobserwowane w bloku zapory Ariel (U. S. A.). Blok ten wykazywał wyraźne rysy rozło-

Izotermie  $t^{\circ}$  betonu



15 dni po betonowaniu  
temperatura powietrza  $19.5^{\circ}\text{C}$

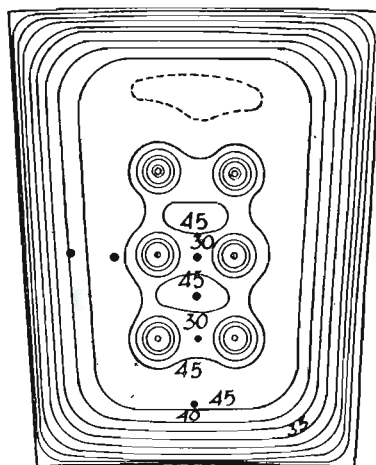
Rys. 1.

żone regularnie pośrodku boków. W ostatnich latach z powstawaniem rys spowodowanych zmianami termicznymi rozpoczęto energiczną walkę — zwłaszcza w Stanach Zjednoczonych Am. Półn.

Zmiany te zależą nie tylko od ilości ciepła wydzielanego przez cement, ale również od grubości poszczególnych warstw betonowania, odstępu czasu pomiędzy nakładaniem warstw, wielkości betonowanych bloków, temperatury składników betonu, temperatury zewnętrznej i składu betonu.

W walce z tymi zmianami przyjęto podział maszywów betonowych na możliwie małe bloki (odstępy fug dylatacyjnych do 12 m). Stosowano sztuczne chłodzenie bloków przy pomocy wbetonowanych rur z obiegiem zimnej wody. Sposób ten jest bardzo skuteczny. Na rys. 2 przedstawiono

Izotermie  $t^{\circ}$  betonu w bloku chłodzonym 6" rurami



20 dni po betonowaniu  
temperatura powietrza  $5^{\circ}\text{C}$

Rys. 2.

izotermie bloku próbnie chłodzonego na zaporce w Ariel — różnią się one znacznie od rozkładu na rys. 1. W bloku tym nie zaobserwowano spękań. Chłodzenie takie zastosowano na szeroką skalę przy budowie zapory Boulder. Metoda ta jest jednak bardzo kosztowna. Próbowano również chłodzenia kruszywa do betonu — co daje dobre rezultaty — jest to jednak nie praktyczne ze względu na trudności wykonania.

Zmniejszenie warstw betonowania oraz zwiększenie odstępu czasu pomiędzy nakładaniem poszczególnych warstw — aczkolwiek bardzo wskazane — zmniejsza wydajność betonowania, prowadząc do przedłużenia okresu budowy, co znowu staje się przyczyną znacznego podniesienia kosztów. Z tego względu nie wiele można w tym kierunku uzyskać dla sprawy zmniejszenia skurczów. Normalnie stosowany jest odstęp betonowania ca 3 dni. Jest to czas o wiele za krótki do odprowadzenia ciepła z bloku.

Ostatnim środkiem walki ze skurczami bloków zaporowych jest stosowanie niskotermicznych cementów. Szereg prac w tym kierunku przepro-

wadziły amerykańskie instytucje badawcze i wiele zapór amerykańskich było wybudowanych z takich cementów.

Cementy niskotermiczne w odróżnieniu od normalnych mają skład chemiczny dobierany w ten sposób, by związki bardziej aktywne termicznie były zastępywane przez związki o mniejszej aktywności. Głównymi składnikami cementu są:  $\text{CaO}$ ,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ , które z kolei tworzą t. zw. związki konstytucjonalne:  $3(\text{CaO})\text{SiO}_2$ ;  $2(\text{CaO})\text{SiO}_2$ ;  $3(\text{CaO})\text{Al}_2\text{O}_3$  i  $4(\text{CaO})\text{Fe}_2\text{O}_3\text{Al}_2\text{O}_3$ . Badania amerykańskie wykazały, że związki  $3(\text{CaO})\text{SiO}_2$  i  $3(\text{CaO})\text{Al}_2\text{O}_3$  są składnikami wysokotermicznymi, dwa pozostałe są termicznie mało aktywne.

Sprawa doboru i utworzenia odpowiedniego pod względem termicznym cementu nie jest rzeczą łatwą, gdyż wytworzenie odpowiednich związków konstytucjonalnych zależy nie tylko od wzajemnego stosunku składników podstawowych, lecz również od warunków produkcji.

Pomimo tych trudności amerykanie otrzymali cementy, przy których ilość ciepła wydzielanego przy twardnieniu była znacznie zredukowana,<sup>1)</sup> pozwalająca na obniżenie max. temperatury bloków o ca  $10^\circ\text{C}$ .

Wytworzono cementy o zmniejszonej ilości dwóch aktywnych składników tj.  $3(\text{CaO})\text{SiO}_2$  i  $3(\text{CaO})\text{Al}_2\text{O}_3$  na korzyść pozostałych. Są to cementy typu „low heat” — niskotermiczne — wydzielające około 27% mniejszą ilość ciepła niż normalne.

Były one z powodzeniem stosowane przy budowie Morris Dam California, gdzie zaobserwowano tylko niewielką ilość niegroźnych rys.

Również ten typ cementu stosowano przy budowie Boulder Dam, stosując jednocześnie sztuczne chłodzenie wodne. Połączenie tych dwóch czynników dało doskonałe rezultaty, gdyż otrzy-

<sup>1)</sup> Poniżej przytoczone dane w/g „Special cements for mass concrete — Bureau of Reclamation — Denver 1936”.

## Z I-go Polskiego Kongresu Inżynierów.

W dniach 12—14 września b. r. odbył się we Lwowie I Polski Kongres Inżynierów.

Zadanie — jakie postawił sobie pierwszy w odrodzonej Polsce Zjazd Inżynierów wszystkich specjalności — było bardzo trudne i rozległe. Polegało ono na: 1) ustaleniu potrzeb z różnorodnych dziedzin naszej gospodarki narodowej, 2) określeniu możliwości zaspokojenia tych potrzeb przy wykorzystaniu posiadanych dóbr przyrody, sił ludzkich i t. d., wreszcie 3) na skoordynowaniu ze sobą wszystkich elementów naszego życia gospodarczego.

Jasnym jest, że tak wielkie zadanie nie mogło być rozwiązane w ciągu kilku dni obrad.

Niewątpliwą jednak zasługą Kongresu było postawienie na porządku dziennym tak ważnego zagadnienia jakim jest scharmonizowanie naszych potrzeb i możliwości gospodarczych po to by po Kon-

mano bloki bez pęknięć i rys. Prócz typu cementu „low heat” stosuje się w Ameryce „moderate low heat” — średnio niskotermiczne cementy — które mają zmniejszoną ilość jedynie  $3(\text{CaO})\text{Al}_2\text{O}_3$ , a ilość  $3(\text{CaO})\text{SiO}_2$  jest pozostawiona bez zmiany. Cementy takie, wydzielające ilość ciepła ok. 10% mniejszą niż typ standard, były używane przy budowie Norris Dam, Tygart Dam i obecnie przy budowie Grand Coulee.

Z wyżej przytoczonych przykładów wynika, jak wielką wagę przywiązują technicy amerykańscy do roli niskotermicznych cementów w budowie zapór.

W europejskim budownictwie zapór na ogół stosuje się cementy normalne — jedynie celem opóźnienia reakcji stosowano cementy o grubszym przemiale (pozostałość na sicie 4900 około 8% — 12%). Sprawą cementów niskotermicznych zajęła się komisja wysokich zapór, wyłaniając podkomisję cementów specjalnych (Londyn 1937).

W Polsce zagadnienie cementów niskotermicznych jest stosunkowo nowe i dopiero rozpoczęty program budowy zapór coraz bardziej je aktualizuje.

Rozporządzamy cementami o wysokich wartościach wytrzymałościowych. Często spotyka się zdanie cudzoziemców, że nasze cementy normalne stanowią klasę „supercementów” w pojęciu zachodu. Są one jednak dość aktywne termicznie.

W związku z prowadzoną obecnie budową zapory w Rożnowie zwróciłem się do szeregu cementowni o przystąpienie do prac w tym kierunku — i szereg nadesłanych próbek bada pod względem termicznym Zakład Chemii Fizycznej Politechniki Warszawskiej; betony z tych cementów są badane w Laboratorium Betonowym Kierownictwa Budowy w Rożnowie.

Dotychczasowe wyniki pozwalają przypuszczać, że będzie można otrzymać cementy o zredukowanej ilości wydzielanego ciepła o ca 30% w stosunku do normalnych. Pierwsze partie takiego cementu będą mogły być użyte w Rożnowie jeszcze w bieżącym sezonie.

gresie dać podstawę do dalszych prac zmierzających w tym kierunku.

Podkreślić również należy, że Kongres ten zwołany pod hasłem „Mobilizacja energii twórczej dla gospodarczego uniezależnienia Polski” — był wyrazem świadomego udziału inżynierów polskich w najważniejszych zagadnieniach państwowych, jakimi są niewątpliwie kwestie gospodarcze.<sup>1)</sup>

Przechodząc do scharakteryzowania prac Kongresu należy jeszcze podkreślić, że zjazd zgromadził około 2.000 inżynierów z całej Polski.

<sup>1)</sup> W spuściznie po Kongresie otrzymaliśmy już cenne wydawnictwo o charakterze encyklopedycznym pt. „Skróty referatów na I P. K. I.”, obejmujące prawie wszystkie dziedziny życia gospodarczego Polski, zawierające szereg danych o naszym stanie gospodarczym i możliwościach jego rozwoju. Poza tym ma być wydana Księga Kongresowa, w której będą zamieszczone referaty w pełnym brzmieniu z uwzględnieniem dyskusji kongresowej i wniosków oraz uzupełnione wynikami prac pokongresowych.

Na Kongres zgłoszono około 80 referatów obejmujących prawie wszystkie odcinki życia gospodarczego Polski. Obrady odbywały się w ośmiu, równolegle prowadzonych, sekcjach.

Sekcja I poświęcona była zagadnieniom ogólnym, dotyczącym planowania gospodarczego. Sekcja II i III obejmowała zagadnienia z dziedziny podstawowych urzędzeń gospodarczych, przy czym w sekcji II omawiano sprawy związane z podstawowymi urzędzeniami terytorialnymi, w sekcji zaś III — sprawy budownictwa i osiedli.

W sekcji IV omawiano zagadnienia z dziedziny podstawowych surowców i tworzyw, w sekcji V z dziedziny przemysłu konstrukcyjnego, w sekcji VI z dziedziny przemysłu chemicznego, w sekcji VII z dziedziny konsumpcji i rolnictwa, w sekcji VIII zagadnienia ogólne.

Referaty na Kongres z dziedziny gospodarki wodnej omawiano w sekcji II.

Jak wielkie zrozumienie znajdują sprawy wodne w świecie zarówno technicznym jak i gospodarczym świadczy fakt, że na 12 referatów w tej sekcji, 6 było poświęconych zagadnieniom gospodarki wodnej, (nie licząc zagadnienia transportu morskiego i portów morskich). Poza tym omawiano jeszcze w innej sekcji (V) „Zagadnienie taboru żeglugi śródlądowej.”

Sekcja II podzielona była na 3 zasadnicze grupy: 1) komunikacyjną, 2) energetyczną i 3) gospodarki wodnej.

Z uwagi na duże powiązanie niektórych zagadnień gospodarki wodnej ze sprawami komunikacyjnymi i energetycznymi — nie wszystkie referaty mogły być omawiane w grupie gospodarki wodnej.

Zatem zagadnienie dróg wodnych było wyłączone i omawiane w grupie komunikacyjnej, a zagadnienie sił wodnych — w grupie energetycznej.

Pozostałe zaś referaty jak referat o regulacji rzek, melioracji, urzędzeniach zabezpieczających przed powodzią oraz referat syntetyczny pt. „Zagadnienie gospodarki wodnej” — stanowiły oddzielną grupę (trzecią).

Wszystkie referaty na Kongres z dziedziny gospodarki wodnej ściśle opracowane, dały przejrzysty materiał i wyraźnie zarysowany program prac z poszczególnych działów.

Wysunięte programy robót wodnych, uwzględniające najżywniejsze potrzeby gospodarcze naszego państwa, w toku dyskusji obszernie naświetlone — uznane zostały za konieczne dla zaspokojenia naszych potrzeb rozwojowych.

Referat ogólny pt. „Zagadnienie gospodarki wodnej” dał obraz całości z tej dziedziny. Zawiera on ocenę stanu dzisiejszego, omówienie zarysowujących się przed nami prac, w końcu zaś zbiór cen-

nych tez i dezyderatów dotyczących ustalania programów z dziedziny gospodarki wodnej, kwestii finansowania, sił ludzkich, materiałów i t. d. Tezy te, zawarte w większości we wnioskach uchwalonych przez Kongres, będą stanowiły podstawę poczynań w naszym młodym gospodarstwie wodnym.

W dyskusji nad referatami z dziedziny gospodarki wodnej brali udział profesorowie politechnik i inżynierowie różnych specjalności.

W szczególności w grupie komunikacyjnej podkreślano potrzebę stosowania racjonalnej polityki komunikacyjnej, opartej na prawidłowym wyzyskaniu poszczególnych środków transportowych. Mówcy przy tym podnosili wielkie znaczenie dróg wodnych, które będąc predystynowane przede wszystkim do przewozów ładunków masowych, winny odegrać dużą rolę w życiu gospodarczym państwa.

Kongres mocno również podkreślił konieczność dużego udziału sił wodnych w dziele rozpoczętej już elektryfikacji kraju.

Przedmiotem troski zarówno referentów jak i uczestników dyskusji była sprawa Wisły i jej dorzecza, tego naturalnego, niewyzyskanego dotąd bogactwa naszego kraju.

Szczególnie silnie podkreślił to zagadnienie prof. M. Matakiewicz. Zaznaczył on, że sprawa regulacji Wisły jest pierwszą potrzebą państwa. Finansowanie zaś zasadniczych potrzeb państwa winno być objęte zwyczajnym budżetem i błędnym jest mniemanie, że rzeki należy regulować w czasie dobrej koniunktury.

Na uwagę zasługują również niektóre dezyderaty wysunięte przez Kongres. Został między innymi zgłoszony wniosek dotyczący potrzeby powołania do życia Rady Gospodarki Wodnej, która uzgadniałaby projekty z tej dziedziny, z uwagi na rozczłonkowanie spraw wodnych pomiędzy różne resorty.

W sprawie melioracji Polesia i intensyfikacji rolnictwa zabierali głos inż. Przedpełski i prof. Matakiewicz.

Zanotować również należy, podnoszony przez wielu mówców, fakt coraz większego braku inżynierów hydrotechników oraz małego zainteresowania studiami wodnymi wśród młodzieży wstępującej do naszych Politechnik.

Jest to wynikiem długoletniego niedoceniań tej dziedziny gospodarstwa narodowego, co powoduje nieraz stosunkowo dużą ucieczkę hydrotechników do innych gałęzi pracy.

Poniżej podajemy szereg wniosków uchwalonych przez Kongres, które najlepiej scharakteryzują ustosunkowanie się całego świata technicznego do spraw naszej gospodarki wodnej.

*Inż. K. P.*

#### TEZY Z ZAKRESU KOMUNIKACJI KOLEJOWEJ, DROGOWEJ I WODNEJ.

1. Rozwój gospodarczy i kulturalny oraz obronność Państwa są uwarunkowane w głównej mierze należytym rozwojem urzędzeń komunikacyjnych.

2. Pod względem wyposażenia w urzędzenia komunikacyjne Polska znajduje się na poziomie wyjątkowo niskim.

3. Groźnym jest fakt, że mimo olbrzymich braków komunikacyjnych, tempo prac, związanych z rozbudową i ulepszeniem komunikacji w Polsce, jest stałe w stosunku do potrzeb niepomierne słabe, co powoduje, że z biegiem czasu różnica między Polską a innymi krajami z zachodu zamiast

się niwelować, pogłębia się w dalszym ciągu coraz bardziej. Należy stwierdzić, że ten stan trwa mimo posiadania w kraju dostatecznej ilości surowców i materiałów, potrzebnych do budowy urzędzeń komunikacyjnych oraz mimo posiadania wielkiej ilości rąk roboczych, oczekujących pracy i trwających w demoralizującym bezrobociu.

4. Celem usunięcia braków w rozwoju urzędzeń komunikacyjnych powinien być stworzony wielki plan rozbudowy tych urzędzeń oraz winny być zapewnione warunki do konsekwentnej i ciągłej realizacji raz opracowanego programu.

Przy realizacji programu winna być zwrócona uwaga na jak największą koncentrację robót, przy czym winny być brane pod uwagę przy ich planowaniu w pierwszym rzędzie nie do-  
rażne skutki natury społecznej, lecz może dalsze, lecz za to trwałe efekty gospodarcze.

5. Plan rozbudowy sieci komunikacyjnej powinien powstać w wyniku przedsięwziętych studiów z udziałem przedstawicieli wszystkich środków komunikacji. Do opracowania wspólnego generalnego planu rozwoju komunikacji kolejowej, drogowej i wodnej w Polsce — należy stworzyć odpowiednie biuro przy Ministerstwie Komunikacji. Pracami biura należy kierować przy pewnym współdziałaniu czynników społecznych i samorządowych oraz przedstawicieli portów polskiego obszaru celnego.

6. Przy układaniu planu rozbudowy urządzeń komunikacyjnych zagadnienie komunikacji winno być rozpatrywane jako całość, celem uniknięcia niepożądanych przerostów oraz szkodliwego współzawodnictwa różnych środków transportu. Podstawowym warunkiem należytego rozwiązania zagadnienia komunikacji jest racjonalne powiązanie sieci różnych urządzeń komunikacyjnych i odpowiednie ich rozwijanie oraz znalezienie najwłaściwszych form współpracy.

7. Plan rozbudowy urządzeń komunikacyjnych powinien być dostosowany do istniejących i spodziewanych potrzeb gospodarczych i obronnych i powinien dawać w danych warunkach pierwszeństwo wyłącznie tym rodzajom komunikacji, po których koszt własny przewozu będzie najtańszy przy uwzględnieniu również kosztu budowy i utrzymania samej arterii komunikacyjnej.

8. Jako najbardziej ogólne wytyczne przy układaniu planu rozbudowy urządzeń komunikacyjnych należy przyjąć tezy następujące:

a) Do przewozów ładunków masowych (węgiel, ruda, drzewo, kamień, sól i t. p.) nadają się drogi wodne. Stworzenie drogi wodnej ma wielkie znaczenie, szczególnie gdy może posiadać również wybitne znaczenie z punktu widzenia ochrony nadbrzeżnych terenów od wylewów, ich melioracji i zagospodarowania oraz wyzyskania sił wodnych, co w ogólnej kalkulacji korzyści płynących ze stworzenia drogi wodnej powinno być w miarę możliwości uwzględnione.

b) Do przewozów ładunków masowych nadają się również koleje żelazne. Przewóz kolejami ładunków masowych nie powinien jednak pociągać za sobą deficytowej gospodarki przedsiębiorstwa kolejowego lub zbyt wygórowanych taryf na przewozy innych ładunków.

c) Do przewozów ładunków nie masowych oraz osób nadają się koleje żelazne i drogi. Jedynym kryterium do wyboru kolei żelaznej czy drogi dla tego rodzaju przewozów winien być własny koszt przewozu z uwzględnieniem kosztu budowy i utrzymania samej arterii komunikacyjnej.

Przy kalkulacjach porównawczych własnych kosztów przewozu kolejami i samochodami należy uwzględnić różnicę w szybkości, która dla przewozu niektórych towarów odgrywa ważną rolę, jak również uwzględnić koszty przeładunku.

d) Drogi bite stanowią elementarny środek komunikacji, warunkujący rozwój gospodarczy i kulturalny kraju i jego obronności. Dlatego też na rozbudowę i ulepszenie sieci dobrze utrzymanych dróg powinna być skierowana uwaga i wysiłek Państwa, samorządów i społeczeństwa.

Rozbudowa dróg bitych tym bardziej jest zagadnieniem pilnym, że należyte wykorzystanie i rozbudowa innych rodzajów komunikacji nie są możliwe bez odpowiednio gęstej sieci dobrze utrzymanych dróg bitych.

e) W sprawie budowy dróg żelaznych należy stwierdzić, że budownictwo wyłącznie państwowe w dotychczasowej skali nie wystarcza. Winno być zrobione wszystko, ażeby przyciągnąć kapitał i inicjatywę prywatną, modyfikując w tym celu ustawę koncesyjną i należy pobudzić do życia prywatne towarzystwa budowy i eksploatacji środków komunikacyjnych. Towarzystwa te winny mieć, o ile możliwe, terytorialną wyłączność i w swych granicach koncentrować eksploatację dróg żelaznych i zarobkowego ruchu samochodowego.

9. Wobec złego stanu istniejącej sieci drogowej budowa specjalnych dróg samochodowych nie może być obecnie rozpoczęta, gdyż podniesienie stanu istniejących dróg jest zadaniem najpilniejszym.

Termin rozpoczęcia budowy dróg samochodowych może być ustalony w przyszłości, w zależności od stopnia rozbudowy i ulepszenia istniejącej sieci drogowej i w zależności od wzrostu nasilenia ruchu samochodowego. Wcześniejsze rozpoczęcie budowy dróg samochodowych na niektórych szlakach mogłoby nastąpić wyłącznie na żądanie czynników odpowiedzialnych za obronę kraju.

10. Konsekwentna realizacja planu rozbudowy urządzeń komunikacyjnych wymaga dokładnie opracowanego i ściśle realizowanego wieloletniego programu i finansowania. Niezbędne to jest dla ustalenia najbardziej ekonomicznych form organizacji robót, zapewniających właściwe wykorzystanie sił roboczych, środków transportowych i materiałów oraz umożliwiających celową koncentrację i ciągłość.

W szczególności w zakresie finansowania gospodarki drogowej koniecznym jest, aby wydatki związane z utrzymaniem dróg państwowych, budową nowych dróg państwowych oraz zapomogami na te same cele dla dróg samorządowych pokrywane były z normalnego budżetu państwowego. Wpływy z funduszu drogowego powinny być użyte wyłącznie na budowę nawierzchni ulepszonych dróg państwowych i samorządowych.

## TEZY Z ZAKRESU GOSPODARKI WODNEJ.

1. Zagadnienia wodne stanowią jedną z podstaw, umożliwiających racjonalne planowanie i wykonanie programów prac gospodarczych w innych dziedzinach.

2. Stan obecny robót wodnych nie stoi w żadnym stosunku do najpilniejszych potrzeb gospodarczych i obronnych Państwa i wymaga jak najszybszego usunięcia tych braków i zaniedbania w tej dziedzinie.

3. Rozwój gospodarczy Państwa wymaga stworzenia w możliwie krótkim okresie czasu sieci wodno-komunikacyjnej, umożliwiającej przewóz ładunków masowych, możliwie największego wykorzystania sił wodnych, maksymalnego zwiększenia terenu dla produkcji rolnej oraz zabezpieczenia kraju przed powodzią i stałym niszczącym działaniem wód.

4. Roboty wodne winny być wykonane według opracowanego programu tak, aby w okresie najbliższego trzydziestolecia mogły być wykorzystane pełne możliwości, jakie przy współczesnym stanie techniki daje w tej dziedzinie teren Polski, przy potraktowaniu sprawy Wisły jako kardynalnej i pilnej.

5. Programy robót wodnych mogą być realizowane tylko pod warunkiem zabezpieczenia ciągłego i dostatecznego finansowania, odpowiedniej ilości sił technicznych i roboczych oraz materiałów i maszyn.

## TEZY Z ZAKRESU SIŁ WODNYCH.

Zważywszy:

1. że racjonalna elektryfikacja kraju musi być oparta na wyzyskiwaniu jednoczesnym wszelkich surowców energetycznych jakie kraj posiada, gdyż tylko w tym wypadku energia produkowana będzie tania, pewna i łatwa dostosowana do konsumpcji,

2. że siły wodne są pierwszorzędnym surowcem energetycznym,

3. że przy wyzyskaniu siły wodnej otrzymuje się z reguły uboczne korzyści gospodarcze, a mianowicie:

a) ochronę od powodzi,

b) poprawę żeglugi,

c) zaopatrzenie w wodę osiedli,

d) zaopatrzenie w wodę urządzeń melioracyjnych,

4. że stan wyzyskania sił wodnych jest dotychczas niski —

Pierwszy Polski Kongres Inżynierów stwierdza konieczność ujęcia sprawy rozbudowy sił wodnych w ścisły program państwowy, którego realizacja powinna być prowadzona z całą energią, przy czym należy uwzględnić wszystkie dziedziny kraju ze specjalnym jednak zwróceniem uwagi na okręg przemysłowy.

### Wnioski szczegółowe z zakresu regulacji rzek.

Zważywszy, że:

1. dotychczasowy stan regulacji rzek w Polsce powoduje znaczne straty w majątku narodowym przez stałe niszczenie przybrzeżnych gospodarstw rolnych oraz przez niedostateczne wyzyskanie terenów częściowo stanowiących dziś nieużytki;

2. stopniowe uregulowanie rzek nie tylko usunie powyższe straty i podniesie wartość rolniczą terenów przybrzeżnych, lecz także stworzy nowe szlaki wodne, względnie

poprawi żeglowność istniejących, pozwoli przy tym zatrudnić dużą rzeszę bezrobotnych;

3. na czoło wszystkich zagadnień wodnych wysuwa się niewątpliwie kwestia rzeki Wisły, jako głównej arterii wodno-komunikacyjnej kraju, jako źródła energii oraz jako ważnego czynnika w zagospodarowaniu doliny tej rzeki, tym bardziej, że odegra ona dużą rolę w rozwoju Centralnego Okręgu Przemysłowego, dla którego stanie się tanią drogą dowozu surowców z Zagłębia Węglowego, poza tym połączy Zagłębie Węglowe oraz Centralny Okręg Przemysłowy ze Stolicą oraz z morzem —

Pierwszy Polski Kongres Inżynierów stwierdza konieczność:

1. zagwarantowania w budżecie normalnym, jako obowiązku wpływającego z ustaw, dostatecznie wysokich i stałych dotacji na regulację rzek tak, aby mogły one być wykonane w okresie najbliższych 20—30 lat, przez co dałoby się roboty te wykonać w sposób racjonalny i ekonomiczny;

2. potraktowania sprawy Wisły w programie robót wodnych jako kardynalnej i pilnej.

#### *Wniosek szczegółowy z zakresu melioracji.*

Uznając potrzebę stałego i trwałego wzrastania produkcji płodów rolnych w stopniu przynajmniej niezbędnym dla dostatecznej aprowizacji zwiększającego się zaludnienia Polski, stwierdzając, że tylko przy uregulowanych stosunkach wodnych mogą być gospodarstwa rolne intensywnie prowadzone i przygotowane do obrony Państwa —

I Polski Kongres Inżynierów wzywa czynniki miarodajne do możliwie szybkiego opracowania konkretnego długoletniego planu działalności w tej dziedzinie oraz do niezwłocznego wzmocnienia akcji melioracyjnej w kraju, obejmując nią projekty i wykonanie melioracji oraz dziedziny pomocnicze (produkcja rurek drenarskich, nasion, traw etc.).

## **Z robót wodnych w kraju**

### **Budowa zapory w Rożnowie\*).**

Budowa zapory w Rożnowie rozpoczęła się w czerwcu 1935 roku, mija już trzeci sezon budowy, należy zatem podsumować dotychczasowe wyniki.

Pierwszy sezon 1935 r. był okresem zagospodarowania się na placu budowy, tak państwowego Kierownictwa Budowy, jak i przedsiębiorstwa „Zapory i Roboty Hydrauliczne”, Spółka z o. o., wykonywującego na podstawie umowy zawartej z Ministerstwem Komunikacji część budowlaną projektu zapory i zakładu wodno - elektrycznego, wykonanego w Biurze Dróg Wodnych Min. Komunikacji.

Pierwszym zadaniem było stworzenie drogi komunikacyjnej dla dowozu materiałów na plac budowy, przy czym należało się liczyć z przewozem ogółem ok. 120.000 ton materiałów w ciągu czasu trwania całej budowy, w tym przeszło 100.000 ton cementu, i z nasileniem dziennym transportu około 250 ton. Z kilku alternatyw, a mianowicie: szosa do st. Brzesko (40 km), szosa do st. Gromnik (40 km), kolej wąskotorowa do st. Marcinkowice (19 km), (szosa do Nowego Sącza 28 km odpadała ze względu na wzniesienia) — wybrano budowę kolei wąskotorowej 750 mm, co wymagało zbudowania mostu drewnianego na Dunajcu o dłu. 146 m, 30 mniejszych obiektów i wykonania w wielu miejscach dużych robót terenowych. Budowa kolejki została ukończona na jesieni 1935 r.

\* ) Zdjęcia fotograficzne wykonał p. S. Jarząbek.

### *Wniosek szczegółowy z zakresu urządzeń zabezpieczających przed powodzią.*

Zważywszy, że:

1. stałe straty, powodowane przez wylewy rzek na terytorium Państwa, mogą być zmniejszone względnie całkowicie usunięte przez wykonanie zbiorników retencyjnych, obwałowań rzek, zabudowania potoków górskich oraz zalesienia stoków;

2. żaden ze środków powyższych zastosowany oddzielnie nie da całkowitego efektu —

Pierwszy Polski Kongres Inżynierów stwierdza potrzebę jak najszerzego i równoczesnego zastosowania różnych urządzeń przeciwpowodziowych, co zmniejszy nieprodukcyjne wydatki na pokrycie szkód, poza tym zaś pozwoli urządzenia te wyzyskać dla celów gospodarczych (siły wodne, melioracje).

Zważywszy, że akoja, zmierzająca do całkowitego lub znacznego usunięcia szkód wyrządzonych przez powódzie na rzekach wymagać będzie okresu kilkudziesięcioleci —

Pierwszy Polski Kongres Inżynierów stwierdza potrzebę, niezależnie od wykonania urządzeń przeciwpowodziowych, powołania do życia instytucji asekuracyjnej przeciw szkodom powodziowym.

### *Wniosek z zakresu zagadnienia taboru żeglugi śródlądowej.*

Zważywszy, że:

1) zadaniom transportowym drogi wodne będą mogły podobać o ile istnieć będzie na nich tabor odpowiedniej jakości i ilości;

2) w obecnym stanie rzeczy przemysł stoczniowy śródlądowy w Polsce, praktycznie mówiąc, nie istnieje —

Pierwszy Polski Kongres Inżynierów stwierdza konieczność, równoległe z przystąpieniem do planowej i ciągłej w czasie regulacji rzek, stworzenia warunków, które by spowodowały powstanie a następnie planowy rozwój tej gałęzi przemysłu.

W tymże czasie została zbudowana w Rożnowie przez Okręgowy Zakład Elektryczny w Mościcach tymczasowa elektrownia z silnikiem Diesela o mocy 500 KM, jednocześnie rozpoczęto budowę linii przesyłowej z Mościc na napięciu 30.000 V, zdolnej dostarczyć mocy 1.200 kW.

Pierwszym obiektem, jaki powstał i zaczął działać na placu budowy, było laboratorium betonowe, które od lata 1935 r. rozpoczęło badanie pospółki żwirowej z okolicznych odsypisk<sup>1)</sup>.

W tymże sezonie zbudowano drogę dojazdową na plac budowy, linię telefoniczną z Nowego Sącza, tymczasowe budynki dla pomieszczenia biur, mieszkań, magazynów, warsztatów, garaży o łącznej powierzchni 5.100 m<sup>2</sup>, instalację wodociągową dla wody czystej ze studniami zapuszczonymi w aluwia i dla wody przemysłowej z ujęciem wprost w rzece (łączna długość przewodów obu sieci — 1.800 m), sieć kanalizacyjną o długości ok. 800 m, sieć elektryczną 380/220 V, o długości 2.500 m, stację sprężarek i sieć sprężonego powietrza (820 m). Wszystkie te instalacje położone są na prawym wypukłym brzegu Dunajca, dogodnym ze względu na płaski teren. Lewy brzeg stanowi ostry, zalesiony stok, spadający wprost do rzeki.

Z właściwych robót rozpoczęto wykop fundamentowy pod zaporę, z którego wydobyto przy

<sup>1)</sup> O pracach laboratorium patrz. artykuły inż. E. Czwertyńskiego w „Gospodarce Wodnej” Nr 3 i 4/1936 i Nr. 3/1937.



użyciu furmanek 65.000 m<sup>3</sup> żwiru i skały. Odkład tego materiału dokonywano na teren warsztatów i instalacji, podsypując go do rzędnej 246,0 m, dla uniknięcia zalewania go przez wody powodziowe.

Drugi sezon 1936 r. Wczesną wiosną 1936 r. rozpoczęto budowę instalacji do wytwarzania i transportu betonu. Instalacje te, zaprojektowane przez amerykańskie przedsiębiorstwo „Allied Machinery Co.” (Almacoa) wymagają oddzielnego szczegółowego ich opisanie; tu zostaną omówione po krótku. Składają się one z sortowni pospółki żwirowej, wydobywanej z odległego o 2 km nadrzecznego żwirowiska i dowożonej kolejką, z silosów kruszywa, magazynu cementu, betoniarek i transporterów do betonu. Sortownia pospółki ma za zadanie doprowadzić do wytworzenia 4 gatunków kruszywa o następujących wymiarach:

drobny piasek	0,25	—	2 mm,
gruby piasek	2	—	10 mm,
drobny żwir	10	—	80 mm,
gruby żwir	30	—	80 mm.

Pyły poniżej 0,25 mm i kamienie powyżej 80 mm nie są dopuszczane do betonu. Sortownia jest wyposażona w sita obrotowe i płaskie, płuczki oraz łamacze i młyny. Z sortowni kruszywo trafia do właściwych silosów, pod którymi są umieszczone dozatory kruszywa, podające je we właściwej proporcji do betoniarek. Dozowanie grubszego kruszywa odbywa się objętościowo, drobnego piasku, wody i cementu — wagowo. Piasek jest dozowany wagowo łącznie z wodą, ze względu na dużą zmienność wilgotności piasku. Cement jest dostarczany z magazynu cementowego o pojemności 1.200 ton transporterem ślimakowym. Dwie betoniarki o pojemności 1.600 l i wydajności do 50 m<sup>3</sup>/godz. każda.

Dostarczenie betonu na miejsce ułożenia odbywa się transporterami taśmowymi, których jeden system jest rozwieszony wzdłuż budowy równolegle do osi zapory, drugi system transporterów poprzecznych może być ustawiany zależnie od miejsca betonowania. Transportery te wiszą na linach przerzuconych ponad całą budowę od jednego brzegu doliny do drugiego i podpartych w środku ramą żelazną wysokości 86,5 m od fundamentu do wierzchołka.

Budowa fabryki betonu została ukończona w lipcu 1936 r., instalacja do transportu betonu dopiero na jesieni tegoż roku.

Z urządzeń pomocniczych wykonano instalację do zastrzyków cementowych i kolejkę linową do transportu materiałów ponad wykopem. Zastrzyki są prowadzone przy współudziale przedsiębiorstwa robót fundamentowych „Procedes Rodio”, Paris. Kolejka linowa była projektowana i montowana przez firmę „Bleichert” z Lipska.

Poza tym została przez Mościce wybudowana i uruchomiona w lipcu 1936 r. linia przesyłowa z Mościc o napięciu 30.000 V.

Z robót zasadniczych najważniejszym było prowadzenie wykopu fundamentowego na długości ok. 300 m zapory, w sekcjach od 18 do 36 i na le-

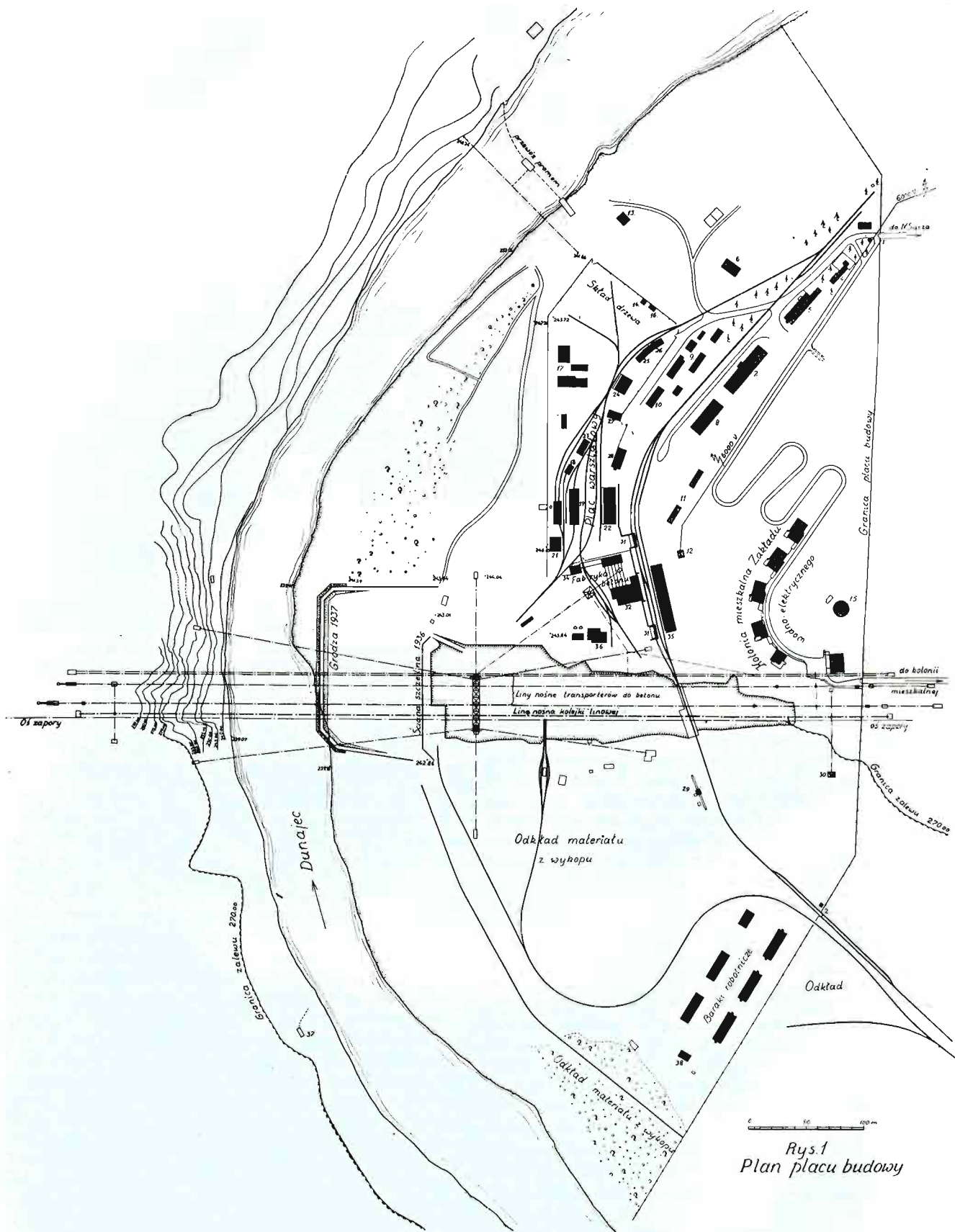
wym brzegu rzeki. Normalne obrysy wykopu przyjęto następująco: skarpy w aluwiach o nachyleniu 1:1, na czole skały ławeczki szer. 1,5 m, skarpy w skale po stronie odwodnej pionowe, po stronie odpowietrznej zgodnie z nachyleniem warstw, podłoża skalne o nachyleniu 1:10.

Ogółem w roku 1936 wydobyto 140.000 m<sup>3</sup>, w tym wyłomu w skale było 81.000 m<sup>3</sup>, do max. głębokości 22 m. Max. miesięcznego wydobycia wynosiło 20.000 m<sup>3</sup>. Roboty wykopowe były prowadzone w aluwiach ręcznie z wywozem furmankami i przez pewien czas z użyciem transporterów taśmowych, przeznaczonych do późniejszego transportu betonu. Wyłom w skale jest dokonywany przy użyciu świrdrów i młotów pneumatycznych i środków wybuchowych (amonit). Przeciętnie na 1 m<sup>3</sup> skały zużyto 180 gr amonitu, 1,1 m lontu, 0,9 spłonki. Wywóz materiału skalnego odbywał się częściowo furmankami (z warstw płytszych), głównie jednak pochylnią z wyciągiem parowym (max. nachylenie 40%, wydajność 20 m<sup>3</sup>/godz.) i żurawiem elektrycznym z ramieniem obrotowym o stałym wysięgu 20 m i udźwigu 1.650 kg (wydajność 15 m<sup>3</sup>/godz.). Żuraw ten wyciągał tylko koleby wózków, podwozia pozostawiając na dole w wykopie. Wykop prowadzono pod ochroną ściany szczelnej z pali Larsen'a typu ciężkiego, 62 kg/m b, zabijanych w żwiru i na ok. 1 m w skalę. Ścianę szczelną zabito równoległe do rzeki na długości 115 m, między sekcją 15 i 16 zapory. Zabijanie pali odbywało się przy pomocy dźwigu parowego (Derrick), o nośności 3.000 kg i parowych „bab” 2.300 lub 3.300 kg.

W połowie października 1936 r. wykop w kilku sekcjach zapory był gotów. Tam, gdzie w podłożu skalnym występowały warstwy iłolupków stosowano torcretowanie podłoża, polegające na pokryciu go warstwą zaprawy cementowo-piaskowej, natryskiwanej przy pomocy sprężonego powietrza. Do torcretu zużyto ogółem 10 t cementu.

Na jesieni zebetonowano pierwsze bloki zapory przy użyciu gotowej już instalacji do transportu betonu. Położono ogółem 2.185 m<sup>3</sup> betonu — liczba, która wydaje się dzisiaj nikła przy dziennych wydajnościach, dochodzących do 1.000 m<sup>3</sup>.

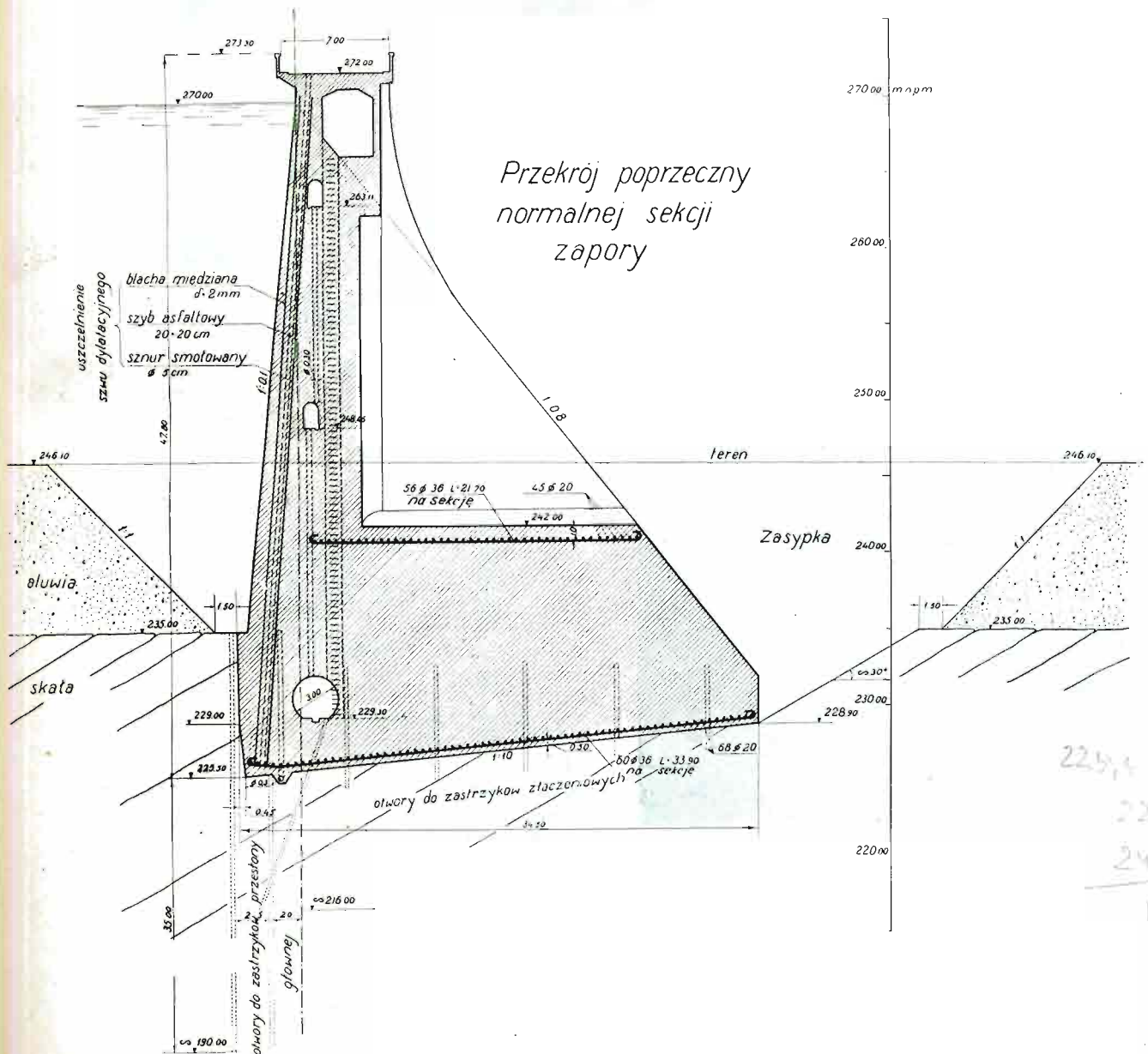
Poważnie posunięto prace nad uszczelnieniem podłoża skalnego zastrzykami cementowymi. Mleko cementowe o stosunku cementu do wody od 1:10 do 1:1 wtlacza się pod ciśnieniem od 2 do 15 atm. do otworów wywierconych w skale. Otwory  $\varnothing$  65 mm w odstępie 5 m tworzą zasłonę główną biegnącą równoległe do osi zapory po stronie odwodnej na głębokość do 35 m pod fundamentem. Poza tym istnieją otwory złączeniowe o głębokości 1,5 m pod fundamentem, rozmieszczone na całej powierzchni bloku w ilości — 1 otwór na 17 m<sup>2</sup> powierzchni. Wiercenia rdzeniowe prowadzone są aparatami systemu Craelius'a poruszonymi silnikami, bądź sprężonym powietrzem. Do wierceń używa się koronki śrutowej. Ogółem wykonano w omawianym sezonie 1.200 m b. otworów. Zastrzyki cementowe wykonywane są specjalnymi pompami do zastrzyków, poruszonymi silnikiem lub hydraulicznie. Ogółem zastrzyknięto od maja do końca roku 1936—413 t cementu.



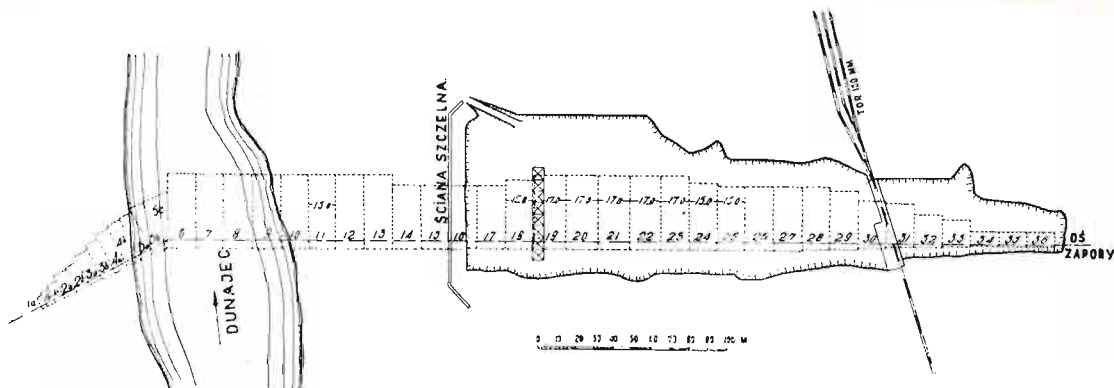
Rys.1  
Plan placu budowy

OZNACZENIA DO RYS. 1.

1. Brama wejściowa na plac budowy,
2. Brama wejściowa na plac budowy,
3. Wartownia, posterunek Policji Państwowej,
4. Stajnia, wozownia,
5. Kantyna, sklep,
6. Ambulatorium Ubezpieczalni Społecznej,
7. Hotel (mieszkania pracowników przedsiębiorstwa),
8. Biuro główne przedsiębiorstwa, (dyrekcja, biuro konstrukcyjne, buchalteria),
9. Biura Kierownictwa Budowy Zbiornika,
10. Laboratorium betonowe Kierownictwa Budowy Zbiornika,
11. Mieszkania pracowników Kierownictwa Budowy Zbiornika,
12. Transformator 6000/380 V,
13. Stacja pomp wody przemysłowej,
14. Stacja pomp wody czystej,
15. Zbiorniki wody czystej i przemysłowej,
16. Magazyn sprzętu pożarowego,
17. Warsztaty ciesielskie i stolarskie,
18. Warsztat elektrotechniczny,
19. „ mechaniczny i kuźnia,
20. „ remontu taboru kolejowego,
21. Stacja sprężarek powietrza,
22. Magazyn główny,
23. „ paliwa i smarów,
24. „ dodatkowy,
25. „ koksu,
26. „ węgla,
27. Garaże samochodowe,
28. Biuro polowe przedsiębiorstwa (Kierownictwo robót i biuro wypłat),
29. Warsztat gięcia żelaza,
30. Napęd kolejki linowej,
31. Zsypy pospółki żwirowej,
32. Sortownia kruszywa,
33. Silosy kruszywa,
34. Betoniarki,
35. Magazyn cementu,
36. Stacja pomp do zastrzyków cementowych,
37. Magazyn materiałów wybuchowych,
38. Łaźnia robotnicza.



Rys. 2.



Rys. 3. Plan wykopu w sezonie 1936.

Poza robotami przy budowie zapory to samo przedsiębiorstwo wykonało budowę kolonii, składającej się z 5 domów mieszkalnych dla pracowników przyszłego zakładu wodno - elektrycznego i jednego domu gościnnego, o łącznej kubaturze

Trzeci sezon 1937 r. Główny pierwszy sezon 1935 r. można nazwać sezonem zagospodarowania się na placu, drugi sezon 1936 r. okresem budowy instalacji do betonowania, to trzeci sezon 1937 r. jest właściwie pierwszym w pełni sezonem budowlanym.



Rys. 4. Wykop fundamentowy — stan dn. 10.III.1936; na pierwszym planie most kolejki Marcinkowice - Rożnów.

7.500 m<sup>3</sup>. Budowę tę całkowicie wykonano w roku 1936.

Przez zimę 1936/1937 r. wykonano główną grodzę, również z pali Larsen'a, obejmującą sekcje 12 — 16 zapory z trzech stron, o łącznej długości 327 m.

Po okresie przerwy zimowej wznowiono w kwietniu właściwe roboty, polegające na dokończeniu wykopu w sekcjach od 18 do 28 i w obrębie nowej grodzi (sekcje 12 — 13) oraz betonowaniu bloków w gotowych sekcjach wykopu. Ze względu na chęć wykończenia zakładu wodno-elektrycznego jednocześnie z zapora, przystąpiono najpierw do betonowania 5-ciu bloków zakładowych. Kwiecień był miesiącem prób instalacji do betonowania, położono w ciągu niego tylko 1.510 m<sup>3</sup> betonu, maj dał już 10.000 m<sup>3</sup>, czerwiec — 15.000 m<sup>3</sup> i tak tempo zwiększało się stopniowo w miarę wzrostu frontu betonowania do 21.600 m<sup>3</sup> we wrześniu. Max. wydajność dzienna wynosiła 1.100 m<sup>3</sup>, max. dopuszczalna ze względu na czas mieszania i przerobienie betonu na placu — 100 m<sup>3</sup>/godz.

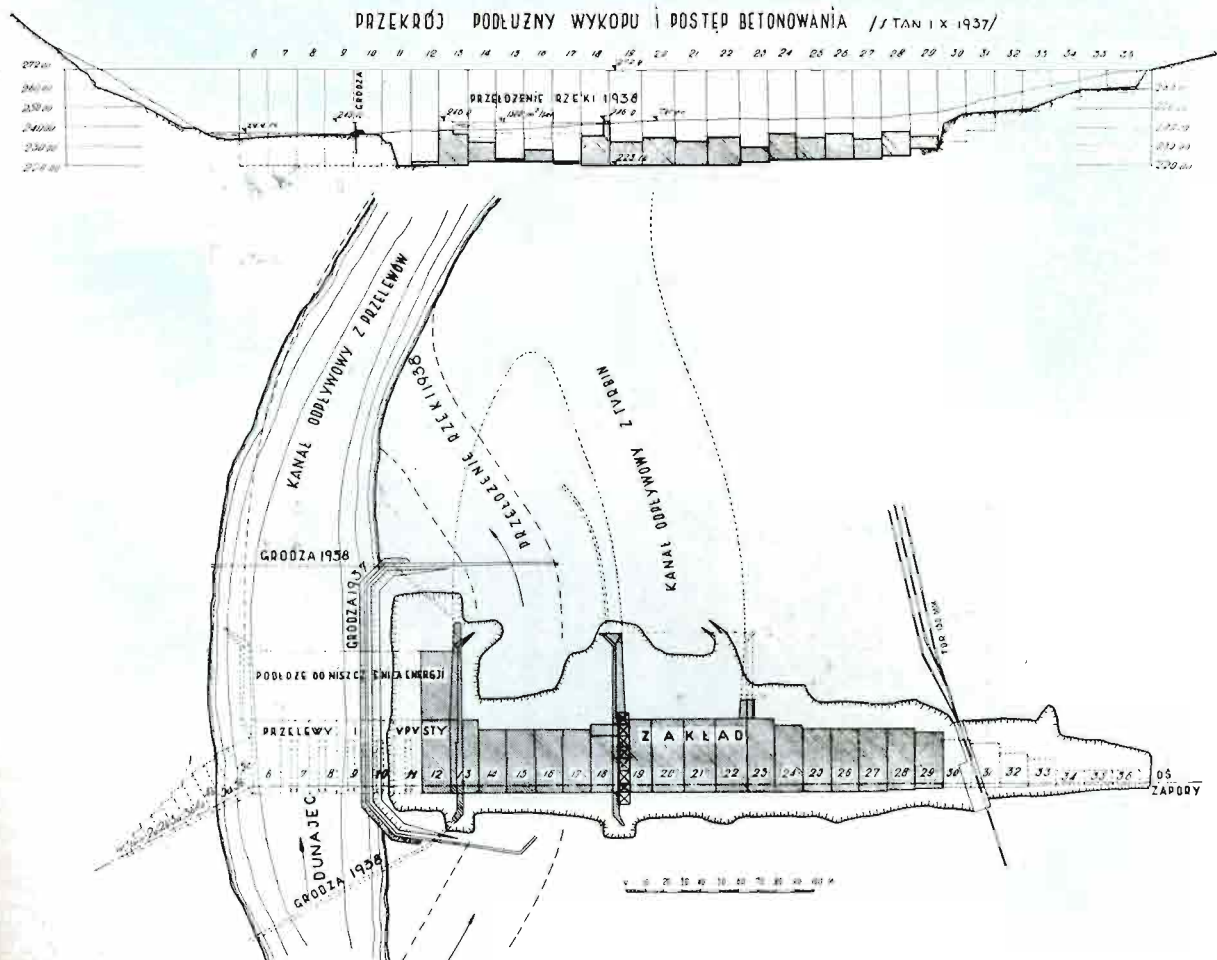
Dla odwodnienia podłoża skalnego pod fundamentem założono rury  $\varnothing$  30 cm w rowie biegnącym równoległe do osi zapory po stronie odwodnej ze spadkiem do studni zbiorczej w sekcji 23, skąd prowizoryczna instalacja pozwala odpompować wodę na zewnątrz. Pionowe rury drenażowe tejże średnicy założone po 2 w każdym bloku wyprowadzone są od rur dolnych do poziomu skały. Cały ten drenaż będzie po skończeniu budowy zabetonowany.

Część fundamentowa bloków zapory jest zbrojona żelazem. Zbrojenie dolne w ilości 4  $\varnothing$  36 mm na m b. z prętami montażowymi  $\varnothing$  20 mm co 50 cm, jest układane na podłożu wyrównanym warstwą betonu, do nachylenia 1:10. Zbrojenie górne układane jest poziomo na rzędnej 241,00, przy takim samym rozkładzie prętów. Łączna waga żelaza do zbrojenia jednego bloku wynosi około 35 t. Bloki zakładowe zapory wobec konieczności pomieszczenia w sobie turbin i generatorów wykształcone są inaczej i posiadają zbrojenie specjalne, którego opis przekracza granicę niniejszego sprawozdania. Tu wystarczy stwierdzić, że na 1 blok zakładowy wypada około 150 t żelaza.

Bloki zakładowe są obecnie wykonane do poziomu spirali turbinowych. Żelazne opierzenie



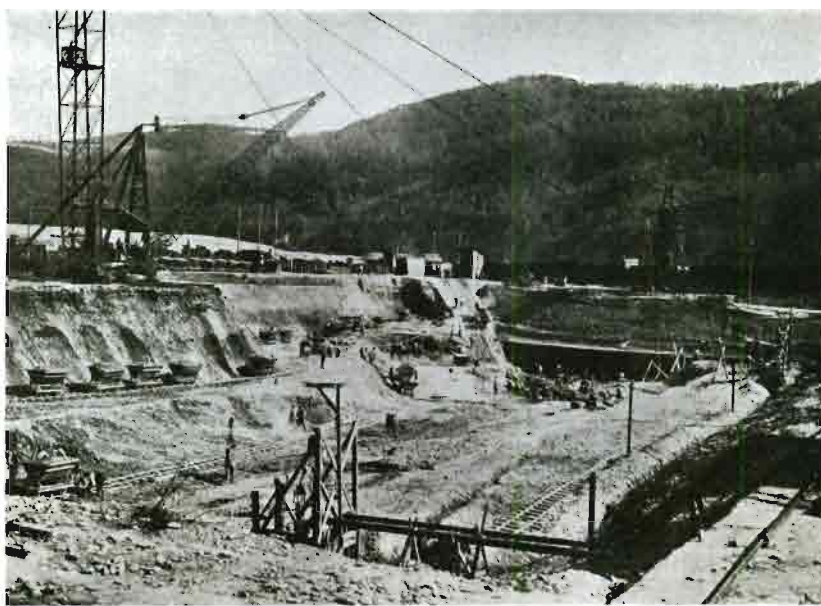
Rys. 5. Ogólny widok placu budowy — stan dn. 5.X.1936; na lewo zabudowania warsztatowe, w środku fabryka betonu, wyżej kolonia budynków stałych; wykop zamknięty ścianą Larsen'a.



Rys. 6. Plan i przekrój podłużny wykopu w sezonie 1937; na planie widoczne przelazenie rz Dunajca w r. 1938.

spirala znajduje się już na placu budowy i zostanie montowane na wiosnę 1938 r. Spirale te, jak zresztą i turbiny (systemu Kaplana) o łącznej mocy

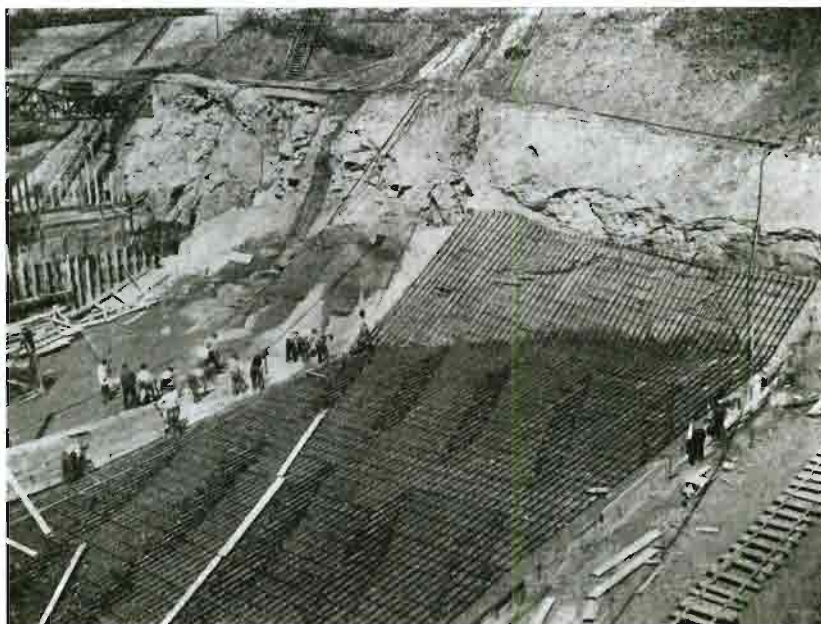
to będzie wykonane w ten sposób, że rzeka zostanie skierowana na gotowe fundamenty 5 bloków zapory (sekcje 13—18) zabetonowane do



Rys. 7. Wykop w sekcjach 12—15 w obrębie grodzy; wydobywanie materiału 2-ma dźwigami i za pomocą pochylni. Stan dn. 5.V.1937 r.

50 000 KW, wykonywane są, na podstawie umowy zawartej przez Min. Kom., w firmie „Escher Wyss” A. G. Ravensburg. Również zamówione są już gene-

ralnej 237,50 lub 239,50. Kanał prowizoryczny będzie wykopany od góry do tych bloków i poza nimi w dół. Obecnie na wykopie w tym kanale



Rys. 8. Dolne zbrojenie sekcji 26. Stan 11.V.1937 r.

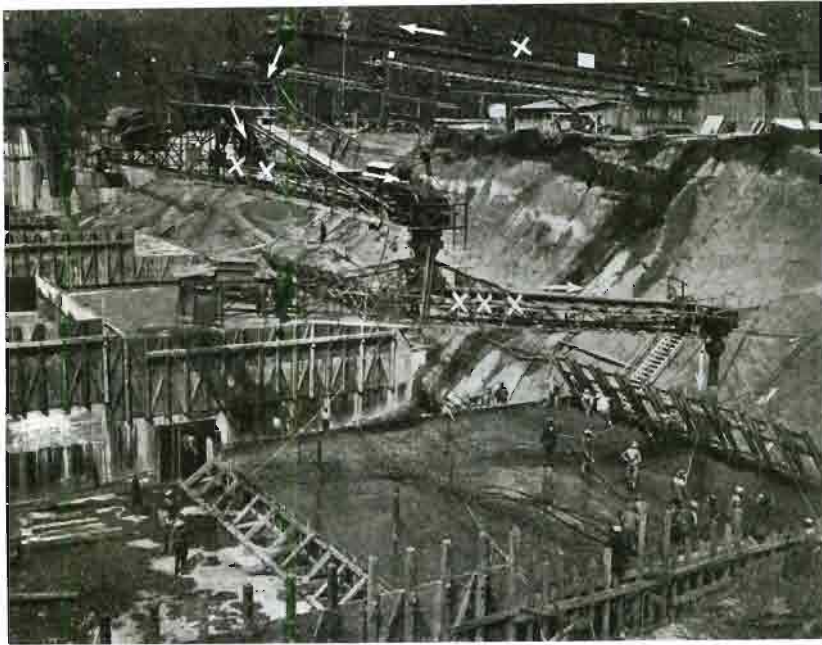
ratory w firmie „Brown Boveri & Cie” A. G. w Mannheimie.

Ogólny program budowy przewiduje pierwsze przełożenie rzeki w zimie 1937/38 r. Przełożenie

pracuje kopaczka spalinowa fabryki Ruston-Bucyrus o pojemności łyżki 0,5 m<sup>3</sup> i wydajności w piasku dochodzącej do 45 m<sup>3</sup>/godz. Przełożona rzeka oprze się o wyżej wyciągnięte części bloków 13 i 18, za-

betonowane do rzędnej 246,00 i o dclężone w tym celu do nich od strony górnej wody mury oporowe, przedłużone ściankami Larsen'a. Od

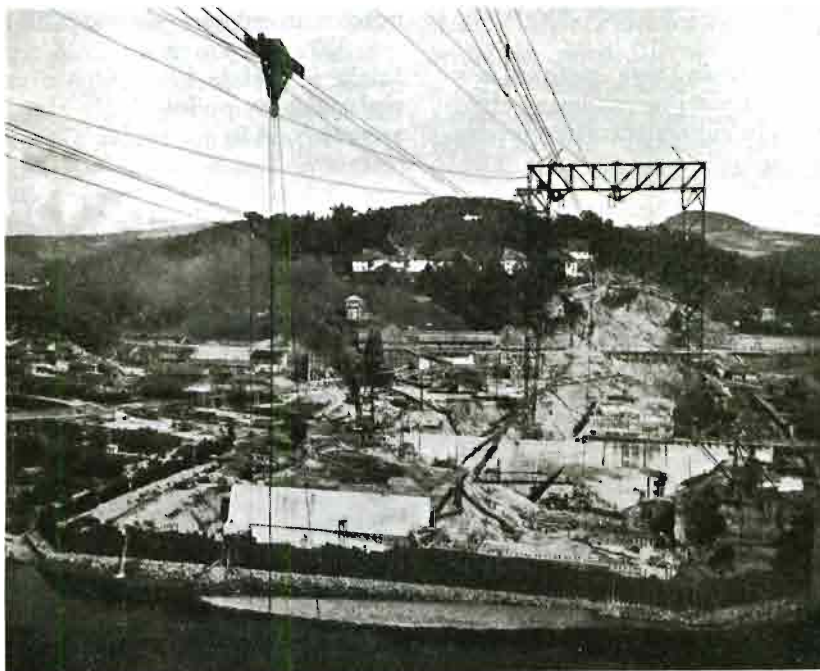
Larsen'a. Dla zrealizowania tego programu betonowano intensywniej — w stosunku do pozostałych — bloki 18 i 13 oraz mury oporowe.



Rys. 9. Betonowanie bloku 28 w dniu 31. VII. 1937 r. Wiszący transporter poprzeczny (x) podaje beton na transporter obrotowy (xx), na końcu którego podwieszony jest drugi transporter obrotowy (xxx) z pionową rurą.

strony dolnej wody wykorzystane będą dla ujęcia przełożonej rzeki prawy mur kanału odpływowego z przelewów i lewy mur kanału odpływowego

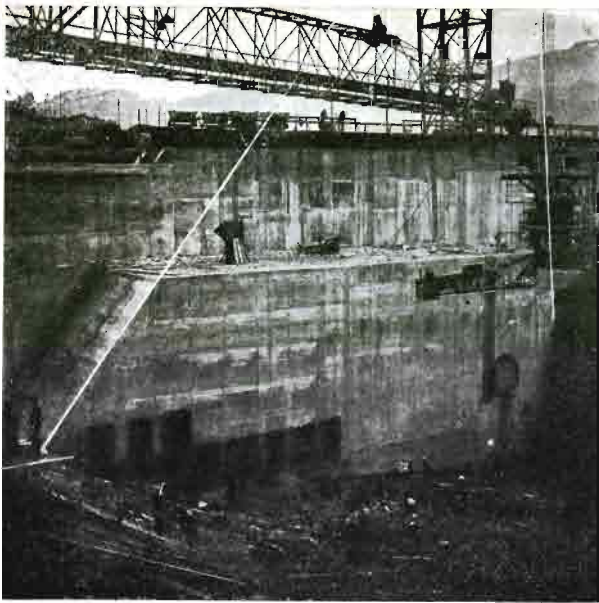
Wobec zamknięcia wykopu głównego blokiem 18 i wspomnianymi, łączącymi się z nim murami oporowymi i ściankami szczelnymi, usunięto ścia-



Rys. 10. Ogólny widok placu budowy — stan dn. 16.IX. 1937 r. Na pierwszym planie grodza, za nią mur kanału przelewowego, dalej wykop zamknięty blokiem 18 i murem oporowym kanału odpływowego z pod turbin.

z turbin. Mury te łączą się z blokami 13 i 18 i są również przedłużone w dół ściankami szczelnymi

na wykonanie wykopu w sekcjach 14—17. Wykop



Rys. 11. Blok 18 z dołączonym do niego murem oporowym. Widoczna dolna galeria kontrolna z pionowym sztybem włazowym. Stan 2. X. 1937 r.

ten zakończono we wrześniu 1937 r., betonowanie tych bloków rozpoczęto w październiku br.

Z wykopu fundamentowego wydobyto ogółem w sezonie 1937 — 94.400 m<sup>3</sup>, w tym wyłomu w skale 43.000 m<sup>3</sup>. Poza tym usunięto duży zsuw skalny na lewym brzegu rzeki.

Ilości wykonanych robót od początku budowy do końca października 1937 r. wyniosły:

Wykop	ok. 300.000 m <sup>3</sup>
w tym wyłom w skale	127.500 m <sup>3</sup>
beton	101.300 m <sup>3</sup>
żelazo do żelbetu	895.500 kg
cement	28.600 t
w tym cement do zastrzyków	1.400 t
otwory wiertnicze do zastrzyków	1.700 m.b.
blacha miedziana do uszczelnienia	
fug dylatacyjnych	3.900 kg
energia elektryczna	2.000.000 kWh
ilość dniówek roboczych	670.000
ilość zatrudnionych max.	1.555
ilość zatrudnionych średnio	1.000

Inż. Jerzy Zawodzki

## Zabudowanie potoku Smolnika z dopływami.

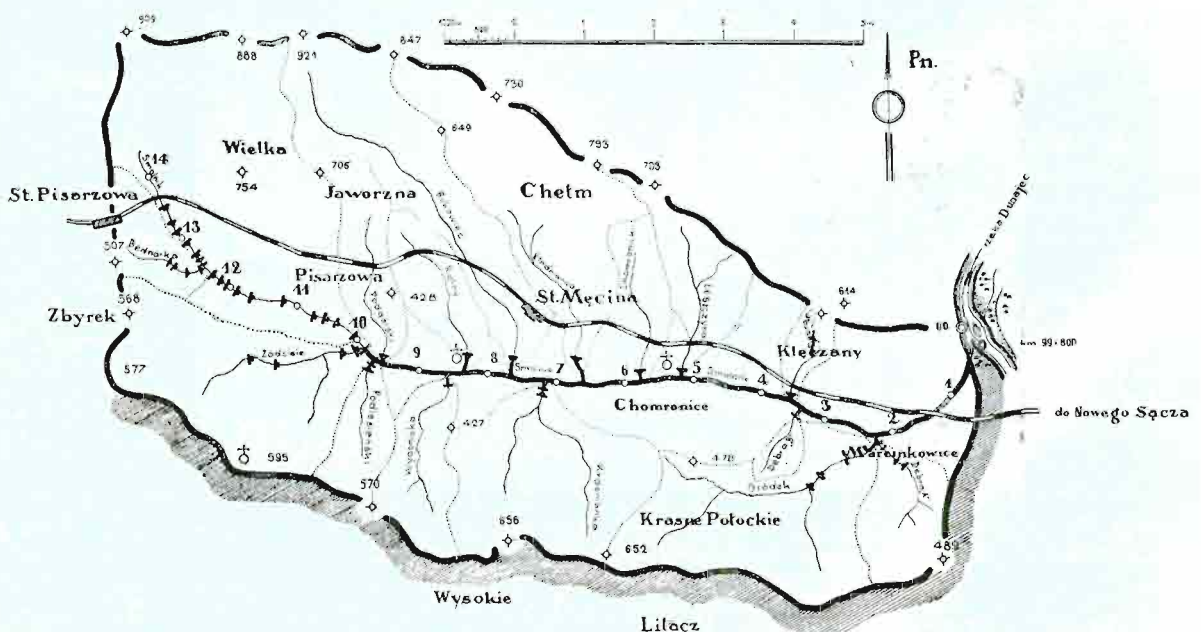
(Powiat nowo-sądecki — województwa krakowskiego).

Jednym z najniebezpieczniejszych potoków górskich, unoszącym wielką ilość materiału szurowego — jest potok Smolnik, uchodzący do Dunajca (w km 99 + 200) w obrębie cofki przyszłego zbiornika w Rożnowie.

Prace około zabudowania tego potoku rozpoczęto już w r. 1923 w gminie Pisarzowa, w chwili gdy dno potoku obniżyło się do warstw nieprze-

puszczalnych, złożonych z niebieskich iłołupków, i kiedy w następstwie erozji obustronne wysokie stoki zaczęły się usuwać w koryto, wytwarzając usuwiska, zagrażające osiedlom, drogom i liniom kolejowym. Bezpośrednią przyczyną rozpoczęcia robót była groźba ruiny starożytnego kościoła w Pisarzowej, którego mury cmentarne od strony potoku częściowo się zawaliły.

Wtedy to w roku 1924 wykonano poniżej kościoła w gminie Pisarzowa pierwszą zaporę, która wpłynęła na podniesienie się dna potoku powyżej zapory o 4,0 m, zastaniając w ten sposób war-



Rys. 1. Zlewnia potoku Smolnika z dopływami.



stwę nieprzepuszczalną, i doprowadzając stoki do równowagi. Ponieważ zasięg zbudowanej zapory nie był duży, a groźna sytuacja w gęsto zabudowanej dolinie powtarzała się często, wykonano pomiary górnego odcinka Smolnika tj. od ujścia potoku Zadziele, (km 9+880) w górę do toru kolejowego na przestrzeni 4-ch km dla wykonania projektu systematycznego zabudowania powyższego odcinka potoku. Po wielkich wodach w 1934 r., które pozrywały w kilku miejscach drogę powiatową w Klęczanach i Męcinie, a nadto zniszczyły most drogowy, opracowano na polecenie Urzędu Wojewódzkiego w 1934 r. projekt zabudowania Smolnika na pozostałym odcinku tj. od potoku Zadziele aż do ujścia do Dunajca.

Zabudowanie Smolnika wykonuje się w dwóch systemach: bieg dolny i średni od km 0+000 do km 9+880 jako korekcją progową, bieg górny zaś jako zabudowanie systemem zaporowym. W pierwszej części, która ma mieć wykształcone koryto tylko dla średnich wielkich wód, przestrzeń potoku od wód cofkowych Dunajca tj. od km 0+443 do mostu kolejowego linii Nowy Sącz—Chabówka, km 1+647 ma być obwałowana dla ochrony żyznych gruntów gminy Marcinkowice.

Zastosowanie tych obu systemów na jednym i tym samym potoku podyktowane było z jednej strony kształtem brzegów i ich strukturą, a z drugiej — zmiennością spadów. Gdy bowiem w górnej przestrzeni płynie potok jarami głęboko wciętymi, poniżej warstw przepuszczalnych ze spadem średnim dochodzącym do 25<sup>0/0</sup>, to w części średniej i dolnej dolina jego się rozszerza, brzegi stają się niskie, a potok płynie wśród złóż szutrowych w spadach od 7,8 do 12,8<sup>0/0</sup>.

Zlewnia potoku, licząca w całości 73,0 km<sup>2</sup> ma kształt prostokątny, którego bok dłuższy mierzy około 13, a bok krótszy około 6 km. Źródła licznych dopływów na stoku południowym i zachodnim, stanowiących pola uprawne, położone są na wysokości ok. 600 m, natomiast na stoku północnym, miejscami dobrze zalesionym, — ok. 900 m nad poz. Morza Adriatyckiego.

## I. ILOSCI WÓD I PRZYJĘTE PROFILE.

Przed przystąpieniem do zabudowania nie wykonano żadnych bezpośrednich pomiarów ilości wody płynącej, musiano się zatem posługiwać ilościami wód, otrzymanymi drogą teoretycznych obliczeń.

1) Dla średnich wielkich wód dolnego i średniego biegu, użyto wzoru prof. Hubickiego  $q = \frac{6,02 + (F - 1) 0,02}{F}$  na spływ z 1 km<sup>2</sup>, powiększając wynik obliczenia o 25<sup>0/0</sup>, a to ze względu na obliczoną średnią wielką wodę w charakterystycznych profilach zdjętych i zaniwelowanych w naturze.

Przestrzeń tę podzielono na trzy sekcje. Pierwsza obejmuje część trasy od 0+000 do 2+110 (ujście potoku Gródek), o zlewni 73 km<sup>2</sup>.

Obliczona dla niej średnia wielka woda według powyższego wzoru i powiększona o 25<sup>0/0</sup> wyniosła 9,35 m<sup>3</sup>/s. Dla tej ilości wody obrano profil 11 m szeroki, o głębokości 0,5 m z nachyleniem skarp 1 : 4 wspartych na opaskach Seeling'a, przy spadku 7,8<sup>0/0</sup> i średniej prędkości  $v = 1,5$  m/s.

Druża sekcja od km 2+110 do km 5+746, o zlewni równej 61,0 km<sup>2</sup> prowadzi teoretycznie 9,05 m<sup>3</sup>/s. średniej wielkiej wody. Dla tej sekcji obrano profil poprzeczny o szerokości 10 m między opaskami, który przy spadku 9,3<sup>0/0</sup> oraz śred. prędkości = 1,70 m/s. pomieści ok. 10 m<sup>3</sup>/s.

Sekcja trzecia od km 5+746 do km 9+880 o zlewni równej 47 km<sup>2</sup>, prowadzi wodę obliczoną teoretycznie jak wyżej, w ilości 8,67 m<sup>3</sup>/s. Dla tej sekcji obrano profil 8 m szeroki, 0,5 m głęboki. Spad przeciętny wynosi na tym odcinku 10,5<sup>0/0</sup>, obliczona średnia prędkość  $v = 1,75$  m/s.

2) Dla przestrzeni obwałowanej wielką wodę obliczono teoretycznie z profili poprzecznych terenu i śladów wielkiej wody. Ilość ta odpowiadałaby 365 m<sup>3</sup>/s. tj. ok. 5 m<sup>3</sup>/s. z km<sup>2</sup>. Dla odprowadzenia tej ilości wody zaprojektowano rozstaw wałów na 33,4 m, o wzniesieniu 3,2 m ponad zwierciadło średniej wielkiej wody a 0,5 m ponad zwierciadło wielkiej wody, o koronie 1,5 m szerokiej, ze skarpą odwodną 1 : 1<sup>1/2</sup> i zewnętrzną 1 : 2, przy splanowaniu międzywała od opaski Seeling'a ku stopce wału w spadku 10<sup>0/0</sup>. Obliczona średnia prędkość przepływu  $v = 5,15$  m/s.

Ukształtowanie profili poprzecznych dla wszystkich trzech sekcji oraz typy budowli widoczne są z rysunków. W projekcie zostały przewidziane progi 0,2 m wysokie, z których 4 kolejne drewniane a 5-ty kamienny; wypady ubezpieczono kiszkami faszynowymi o średnicy 30 cm, boki koryta ograniczono opaskami Seeling'a, a nadproża uszczelniono dwoma kiszkami o średnicy 15 cm.

3) Dla górnego Smolnika o zlewni 12,5 km<sup>2</sup> zabudowanego zaporami, przyjęto wielką wodę według krzywej Dauerling'a po 4,0 m<sup>3</sup>/s. z km<sup>2</sup> czyli 50,0 m<sup>3</sup>/s. z dorzecza.

Dla tych ilości wód obliczono gardło zapory wzorem:  $Q = 2/3 \mu b \sqrt{2g} (h + k)^{3/2} - k^{3/2}$ .

Przy prędkości napływowej  $k = 2,0$  m/s., głębokości przelewu 1,5 m — i nachyleniu ścian bocznych 1 : 1 — szerokość gardła wyniesie 8,0 m.

Wielka woda dla tej przestrzeni obliczona powodziowym wzorem prof. Matakiewicza

$Q = 10 D^{0,6932}$  ( $D =$  pow. dorzecza w km<sup>2</sup>) daje 57,33 m<sup>3</sup>/s. a zatem wodę większą, zbliżoną do rzeczywistości. Podczas bowiem powodzi 1934 r. wykonane gardła zapór okazały się za szczupłe, a wielka woda przelewała się przez skrzydła. Stąd też zapory budowane po powodzi mają już gardła szersze.

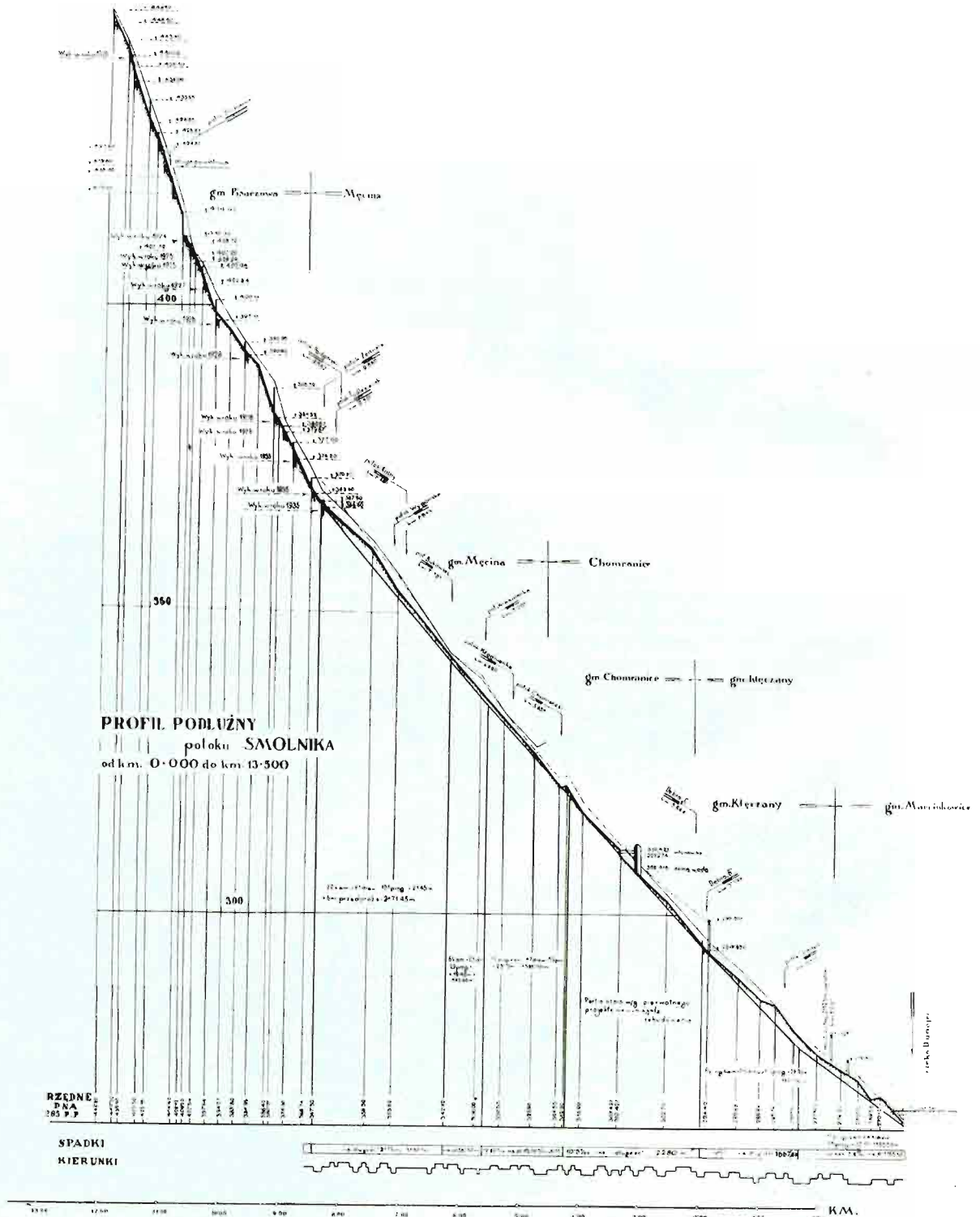
Wytycznymi przy usytuowaniu zapór była konfiguracja brzegów w profilach poprzecznych i wielkość przyszłego załadowiska. Spad między nimi (gardło zapory niższej i bruk zapory wyższej) przyjęto na 10—15‰. Spad ten okazuje się obecnie niestety za duży, gdyż poniżej bruku każdej zapory zauważyć można wybitcie dna. Poprawę tych stosunków można będzie osiągnąć korekcją progową między zaporami, względnie do-

datkowymi zaporami, co będzie przedmiotem uzupełniającego projektu.

Na powyższym odcinku Smolnika zaprojektowano 3 progi i 15 zapór kamiennych o wysokości dochodzącej do 5 m.

Typ zapory podano na rysunku.

W konstrukcji zapory dodano oskałowanie brzegów potoku od strony odpowietrznej zapory powyżej murów bocznych, ograniczających wypad zapory. Oskałowanie to dodano po powodzi



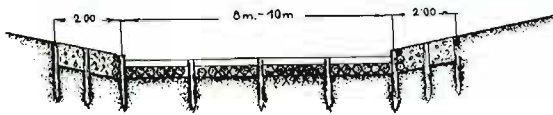
Rys. 2.

z uwagi na niedostateczne wymiary gardła zapór i przelewanie się wielkiej wody przez skrzydła.

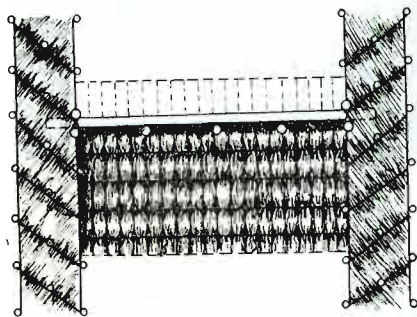
Przekroje wyższych zapór zaprojektowano w/g linii ciśnienia, niższych według formuły prof. Kreutera:

$$t_0 = \frac{a}{\sqrt{g}} \quad (\text{Handbuch d. Ing. Wiss. III. T. Der Wasserbau str. 303})$$

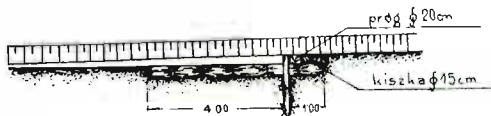
PRZEKRÓJ POPRZECZNY



RZUT POZIOMY



PRZEKRÓJ PODŁUŻNY

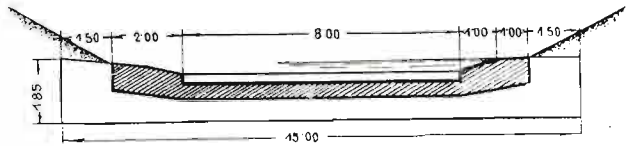


Rys. 3. Próg drewniany z ubezpieczeniem brzegów opaską Seeling'a.

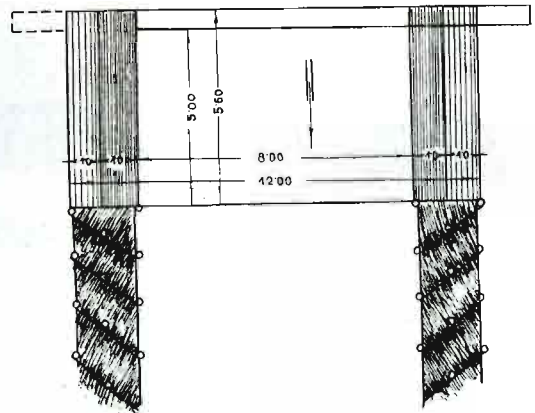
$t_0$  = grubość zapory na wysokości wypadu,  $a$  = wysokość od wypadu do gardła, a  $g$  = ciężar

żar gatunkowy muru, przy czym grubość zapory w gardle wyniesie  $\frac{1}{2} t_0$ ; tym samym nachylenie ściany odpowietrznej jest ustalone, wobec stosowania murów pionowych od strony załadowiska.

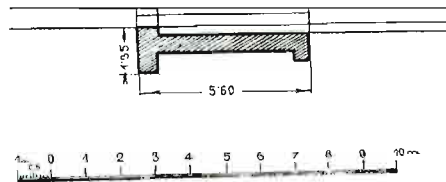
PRZEKRÓJ POPRZECZNY



RZUT POZIOMY



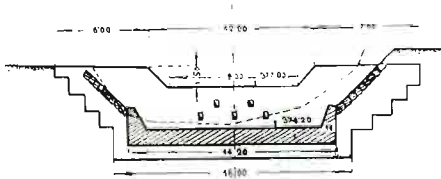
PRZEKRÓJ PODŁUŻNY



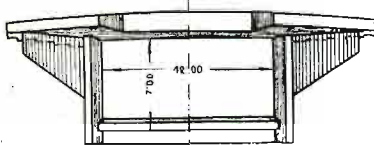
Rys. 4. Próg kamienny.

Starsze zapory mają wypad bez poduszki wodnej, nowsze z poduszkami.

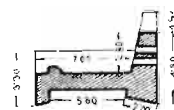
PRZEKRÓJ PODŁUŻNY



RZUT POZIOMY



PRZEKRÓJ POPRZECZNY



Rys. 5. Zapora kamienna w km 10+394.

## II. ZABUDOWANIE DOPIŁYWÓW.

Smolnik posiada po 7 większych dopływów z każdej strony o charakterze zupełnie podobnym do górnego biegu Smolnika. Są one zatem przeważnie głęboko wcięte w teren, zwykle suche albo tylko z niewielkim przepływem wody. Ich niszczyielska działalność występuje dopiero podczas wezbrań, kiedy wielkie wody unoszą wielkie ilości rumowiska i odkładają je w korycie Smolnika.

### A. Prawobrzeżne dopływy.

1. Potok Bednarka uchodzący do Smolnika w km 12+500 obejmuje 1,92 km<sup>2</sup> zlewni. Projekt przewiduje zabudowanie systemem zaporowym.



Rys. 6. Zapora na Smolniku w km 10+720.

Z 1 km<sup>2</sup> przyjęto 5,0 m<sup>3</sup>/s. spływu, przyczym gardłem o powierzchni  $\frac{3,0 + 5,0}{2} \times 1,0$  m<sup>2</sup> prze-

plynie 12,0 m<sup>3</sup>/s. Według wzoru prof. Matakiewicza zlewnia taka daje 15,7 m<sup>3</sup>/s., wobec czego gardła zapór przy budowie będą powiększone.

2. Potok Zadziele — km 9+880 biegu Smolnika. Zlewnia 6,0 km<sup>2</sup>, przyjęta ilość W. W. 30,0 m<sup>3</sup>/s. Projekt przewiduje zabudowanie potoku 4 zaporami o powierzchni gardła  $\frac{6,0 + 8,4}{2} \times 1,2$  m<sup>2</sup>.

3. Potok Podlesieński — km. 9+710 biegu Smolnika — ma zlewnię równą 1,0 km<sup>2</sup>, W. W. przyjęto na 9,5 m<sup>3</sup>/s., średnią W. W. 2,0 m<sup>3</sup>/s. Gardło zapory  $\frac{3,0 + 4,4}{2} \times 0,7$  m<sup>2</sup>. Potok zamknięto w

km 0+170 zaporą 5,0 wysoką, a w km 0+046 progiem kamiennym o wysokości 1,3 m. Między tymi obiektami i poniżej progu wykonano korekcję progową na śr. W. W. z progami drewnianymi o wysokości 0,3 m, na wypadzie z 2 kieszek faszynowych. Spad potoku wynosi 27<sup>0</sup>/<sub>00</sub>. Stopy skarp ubezpieczono płotkiem 1-rzędowym 0,3 m wysokim.

4. Potok Wygoniska — zwany także Paszkowcem. Uchodzi on w km 8+620 trasy Smolnika, obejmując zlewnię 2,6 km<sup>2</sup>. Ma silnie zerodowane koryto. Od km 0+530 przechodzi w głęboki jar z usuwistymi brzegami.

Potok zamknięto 6,0 m wysoką zaporą zbudowaną w km 0+195, w/g linii ciśnienia. Gardło o powierzchni  $\frac{6,0 + 8,0}{2} \times 1,0$  m<sup>2</sup> ma przepuścić

W. W. w ilości 19,4 m<sup>3</sup>/s. Od zapory do połączenia ze Smolnikiem korekcja progowa 4,0 m szer. między opaskami z kieszek faszyn, z progami 0,25 m wysokimi. Spad 20<sup>0</sup>/<sub>00</sub>, śr. W. W. 6,03 m<sup>3</sup>/s.

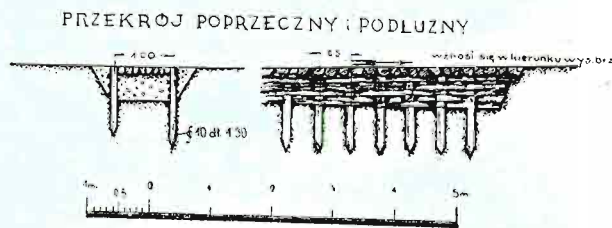
5. Potok Kraśnianka wpadający w km 7+205 trasy Smolnika, otrzymuje spływ wód ze zlewni wynoszącej 5 km<sup>2</sup>. Jest on złożony z 2-ch dopływów Staro i Nowowiejskiego, połączonych w km 0+330. Dla powstrzymania pochodzących zaporę w km 0+200, przyjmując gardło o powierzchni  $\frac{5,0 + 7,8}{2} \times 1,4$  m<sup>2</sup> dla prze-

puszczenia 25,0 m<sup>3</sup>/s. Druga zapora w km 0+112 dla ujęcia wody do zakładu wodnego niżej położonego. Między zaporami i poniżej dolnej zapory zaprojektowano korekcję progową na śr. W. W. Progi 25 cm wys. z wypadem z kieszek faszynowych o długości 3 m w korycie o szerokości 3 m. Płotek 1-rzędowy wzniesiony 30 cm ponad próg. Skarpy brzeżu 1:1½. Spad potoku 19,4<sup>0</sup>/<sub>00</sub>.

6) Debra „B” uchodzi w km 3+402 trasy Smolnika i ma zlewnię 0,7 km<sup>2</sup>. Dopływ ten o przepływie W. W. — Q = 7,8 m<sup>3</sup>/s, zamknięty jest zaporą kamienną 5 m wys. c powierzchni gardła  $\frac{3,0 + 4,6}{2} \times 0,8$  m<sup>2</sup>. Od zapory w dół zaprojektowa-

no żłób kamienny o kształcie trapezowym o powierzchni  $\frac{2,0 + 2,5}{2} \times 0,5$  m<sup>2</sup> na spadku 68,0<sup>0</sup>/<sub>00</sub>. Przy ujściu do Smolnika próg 0,5 wysoki. Prędkość — v = 7,32 m/s.

7. Potok Gródek z dopływem Debrą „A”. Jest to największy dopływ potoku Smolnika, uchodzi do niego w km 2+110. Obejmuje zlewnię z dopły-



Rys. 7. Poprzeczka płotkowa 2-u rzędowa.

wem 9,9 km<sup>2</sup>, sam zaś gromadzi wody z powierzchni 7,8 km<sup>2</sup>. Płyne wśród urwistych silnie zaciętych usuwistych brzegów, prowadząc wielką ilość rumoszu.

a) Gródek. Projekt przewiduje mieszany sposób zabudowania — w górnej partii zaporami, a na przestrzeni 580 m od ujścia jako zabudowanie progami i ubezpieczenie brzegów kieszkami faszynowymi. Na przestrzeni 0+000 — 0+291,5 zaprojektowano progi drewniane o wysokości 23 cm w odstępach 11,83 m na wypadzie z kieszek faszynowych, a na przestrzeni od km 0+291,5 — 0+580 progi z umocnieniem dna koszami siatkowymi o wymiarach 8,0 . 0,4 . 2,0, wpuszczonymi w dno łupkowe w odstępach co 12 m. Zrobiono to dla doświadczenia jak się zachowa dno po

przejściu w. wód. Niestety ten sposób ubezpieczenia dna zawiódł pokładane w nim nadzieje; kosze okazały się niepraktyczne bo wierzch siatki zdeformował się z chwilą, gdy zapora zaczęła przetrzucać szuter. Najgorszym jednak było to, że poniżej siatki dno zostało wymyte, a na siatce utworzył się naturalny próg o wysokości około 20—25 cm wysoki, co zmusiło Zarząd do dodatkowych umocnień dna. Pozatym kosze te okazały się drogie, gdyż 1 m<sup>3</sup> gotowej budowli wyniósł 51,28 zł.



Rys. 8. Zdziczała przestrzeń Smolnika powyżej km 6+500.

Tu należy podkreślić szkodliwość przerw w robotach wodnych, czego jaskrawym przykładem są roboty na potoku Gródek.

Na potoku tym wykonano na jesieni 1930 r. zapora i regulację koryta, doprowadzając roboty do km 0+291,5 kończąc je w tym miejscu progiem siatkowym.

W następnych latach z powodu braku kredytu nie prowadzono dalej tych robót, wskutek czego w międzyczasie W. W. pogłębiły dno potoku poniżej siatkowego wypadu i odsłoniły go, tworząc wyrwę 1,5 m głęboką i 3—4 m długą. Zmusiło to do wykonania w miejsce wypadu siatkowego, progu kamiennego, a całą niweletę dna do obniżenia o 0,8 m. Próg ten wykonano w 1933 r. Ale nie dosyć na tym, obniżenie niwelety potoku Gródka pociągnęło za sobą konieczność obniżenia dna ujścia Debry „A” i dodatkowej budowy progu kamiennego na tej debrze, co zwiększyło wydatnie koszty budowy.

Ilość wielkiej wody z km<sup>2</sup> przyjęto na potoku Gródek na 4,8 m<sup>3</sup>/s. a z całego dorzecza na 37,44 m<sup>3</sup>/s. Powierzchnię gardła zapory obliczono na

$$\frac{6,0 + 8,8}{2} \times 1,4 \text{ m}^2. \text{ Śr. W. W. o ilości } 5,77 \text{ m}^3/\text{s.}$$

i przy spadku 19‰, przepływie korytem 6,6 szerokim.

b) Debra „A”. Zlewnia 2,6 km<sup>2</sup>.  $Q_w = 20,8$  m<sup>3</sup>/s. Potok zamknięto zapora o wysokości 3,5 m i powierzchni gardła

$$\frac{6,0 + 8,0}{2} \times 1,0 \text{ m}^2; \text{ poniżej za-}$$

pory wykonano korekcję progową dla 5,0 m<sup>3</sup>/s. śr. W. W., stosując profil 4,0 m szer., 0,45 m głęb. przy spadku podłużnym 24,2‰. Progi drewniane 22,7 cm wys. co 10 m.

Powyżej pierwszej zapory przewiduje się w przyszłości jeszcze 2 zapory.

## B. Lewobrzeżne dopływy.

1) Debra „C” uchodzi w km 3+651 Smolnika. Zlewnia 0,7 km<sup>2</sup>,  $Q_w = 7,8$  m<sup>3</sup>/s. Tuż poniżej wylotu przepustu kolejowego, w km 0+092 debry, wykonano zapora kamienną 3 m wysoką z gardłem w kształcie odcinka kołowego o  $r = 2,5$  m, o cięciwie 4,0 m, przy strzałce 1,0 m. Od zapory w dół żłób półkolisty o  $r = 1,0$  m.  $J = 32,7‰$  —  $v = 6,75$  m/s.

2) Potok Leszczyna uchodzący do Smolnika w km 5+215, ma zlewnię 1,5 km<sup>2</sup>,  $Q_w = 14,0$  m<sup>3</sup>/s. Potok wyrządza liczne szkody tak poniżej jak i powyżej toru kolejowego. Ograniczając roboty do niezbędnych, zamknięto go zapora kamienną o wysokości 2,35 m o powierzchni gardła  $\frac{4,0 + 6,0}{2} \times 1,0 \text{ m}^2$ . Poniżej tej zapory zaprojektowano żłób kamienny o przekroju odcinkowym o  $r = 2,0$  m, cięciwie  $b = 3,5$  m i o strzałce 1,0 m.  $J = 29,3‰$ ,  $v = 5,57$  m/s.

3) Potok Chomranicki — o zlewni 1,2 km<sup>2</sup>, uchodzi do Smolnika w km 5+855. Potok ujęto w km 0+142 zapora o wysokości 3,8 m, powierzchni gardła  $\frac{3,0 + 5,0}{2} \times 1,0 \text{ m}^2$  dla przepuszczenia 9,6 m<sup>3</sup>/s. wody. Poniżej zapory wykonano żłób kamienny o głęb. 0,8 m w formie odcinka kołowego ( $r = 1,1$  m, cięciwa  $b = 2,1$  m).  $J = 37,2‰$ , prędkość  $v = 6,16$  m/sek.

4) Potok Kłodnianka o zlewni 6,0 km<sup>2</sup> uchodzi do Smolnika w km 6+690. Spływ z km<sup>2</sup> przy-



Rys. 9. Zabudowany Smolnik w km. 6+200.

jęto na 4,5 m<sup>3</sup>/s. czyli 27 m<sup>3</sup>/s. z całej zlewni. Ruch szutrów względnie słaby. Po skrzyżowaniu się z torem kolejowym linii Nowy Sącz - Chabówka płynie szeroką doliną. Potok ujęto w km 0+397 zapora o wysokości 1,9 m z gardłem o powierzchni

$$\frac{5,0 + 7,8}{2} \times 1,4 \text{ m}^2. \text{ Poniżej projektuje się}$$

korekcję progową o szerokości 3 m między opaskami z kieszek faszynowych z progami drewnianymi 24,2 cm wys., na materacach z kieszek faszynowych. Odstęp progów 10,7 m,  $J = 22,7‰$ .

5) Potok Bukowiec — o powierzchni zlewni 5,7 km<sup>2</sup> uchodzi w km 7+707 Smolnika.  $Q_w = 33,0$  m<sup>3</sup>/s. Potok zamknięto zapora kamienną 2,8 m

wys. o powierzchni gardła  $\frac{7,0 + 9,8}{2} \times 1,4 \text{ m}^2$ . Od zapor w dół korekcja progowa 3 m szer. między płótkami 1-rzędowymi przy spadzie  $20\text{‰}$  z progami drewnianymi 25 cm wys. w odstępach co 12,5 m na wypadzie z kiszek łazynowych 30 cm średnicy.

6) Potok Rolny uchodzi w km 8+460 potoku Smolnika. Zlewnia obejmuje  $2,1 \text{ km}^2$ ,  $Q_w = 16,8 \text{ m}^3/\text{s}$ . Potok zamknięto zaporą kamienną 2,75 m wys. o powierzchni gardła  $\frac{4,4 + 6,6}{2} \times 1,10 \text{ m}^2$ . Poniżej korekcja na śr. W. W. —  $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . — 2,5 m szer. z progami drewnianymi 25 cm wys. w od-

$\text{m}^2$ . Wypad zapor 8,0 m długi, z poduszką wodną 0,3 m głęb., a poniżej korekcja progowa 2,0 m szer. między płótkami. Progi 25 cm wys. co 11,35 m na kiszkach. Spad  $22\text{‰}$ .

Jak z powyższego przedstawienia widać boczne dopływy Smolnika zabudowano tylko w granicach najkonieczniejszych tj. w takich, aby potok Smolnik uchronić na najbliższe lata od zaszutrowania.

### III. POSTĘP ROBÓT DO KONCA ROKU 1936.

W 12-letnim okresie (1924—1936) wykonano:

- a) na Smolniku górnym 12 zapor i zabudowano 2 boczne ścieki,
- b) na Smolniku średnim i dolnym:



Rys. 10. Smolnik w km. 3+000 z wylotem debrzy „B”.

stępach co 13,9 m między opaskami płótkowymi. Spad  $18\text{‰}$ .

7) Potok Podgórski wpadający do Smolnika w km. 9+582 w porze letniej bez wody, prowadzi w czasie ulewy z dorzecza  $1,2 \text{ km}^2$  około 10,8

1. korekcję progową od km 9 + 880 — 8 + 680 długi, 1200 m
2. „ „ „ „ 6 + 242 — 5 + 108 „ 1134 „
3. „ „ „ „ 3 + 670 — 2 + 730 „ 940 „
4. wał prawobrzeżny „ „ 1 + 630 — 0 + 960 „ 670 „
5. „ lewobrzeżny „ „ 1 + 090 — 0 + 960 „ 130 „

oraz 6. liczne lokalne ubezpieczenia biegnącej równoległe do potoku drogi powiatowej.

c) Z dopływów zabudowano:

1. potok Zadziele 1-ną zaporą
2. „ Podlesieński
3. Debrę „B”
4. Potok Gródek z Debrą „A” (pierwsze zapor)
5. Debrę „C”
6. potok Chomranicki
7. „ Podgórski



Rys. 11. Zapora z korekcją progową na debrze „A”, km 0+200. Łuk wklęsły ubezpieczony opaską kamienną.

$\text{m}^3/\text{s}$ . Potok ten ujmuje się w miejscu największego zwężenia brzegów w km 0+145 zaporą kamienną 3,7 m wys. o powierzchni gardła  $\frac{3,5 + 5,5}{2} \times 1,0$

Dziwić może takie wyrwykowe wykonywanie robót zwłaszcza na średnim Smolniku, wbrew zasadzie regularnej zabudowy potoku, która winna postępować z góry w dół. Jeśli rozpoczęto zabudowanie w 3-ch odcinkach, to uczyniono to z uwagi na konieczność zabezpieczenia zagrożonego cmentarza i kościoła w Chomranicach oraz szkoły ludowej w Klęczanach. Na każdym z rozpoczętych odcinków zapoczątkowano korekcję od progów kamiennych ze skrzydłami koncentrującymi wody i zabezpieczającymi koryto przed ich obejściem. Nadto powyżej takiego progę wykonano niskie prowizoryczne progi drewniane, które chronią obudowane odcinki przed zasypaniem szutrem.

#### IV. KOSZT ZABUDOWANIA.

Na kosztorys zabudowania potoku Smolnika z dopływami składają się:

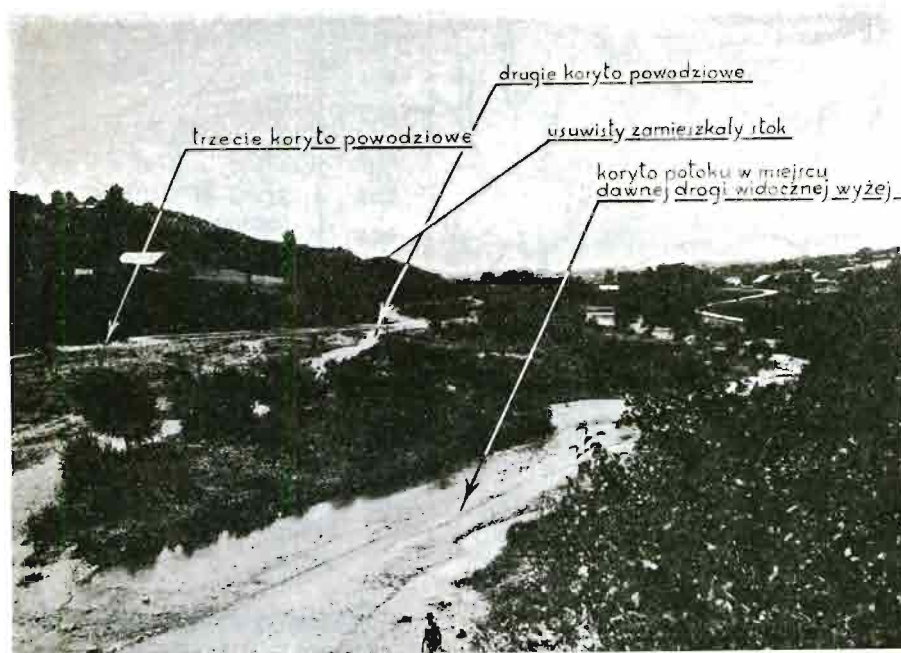
1) kosztorys zabudowania górnego Smolnika z dopływami Bednarką i Zadzielem z r. 1929 na	556.000 zł
2) kosztorys zabudowania potoku Gródka z Debrą „A” z r. 1930 na	193.000 „
3) kosztorys zabudowania średniego i dolnego Smolnika wraz z zabudowaniem potoków Podgórskiego i Chomranickiego z r. 1936 na	733.000 „
4) kosztorys zabudowania Debrzy „B” i „C” z r. 1936 na	21.500 „
5) kosztorys zabudowania potoku Leszczyny z r. 1936 na	11.500 „
Sumaryczny koszt zabudowania	1.515.000 zł

1936 wydano na projektowane roboty oraz na lokalne ubezpieczenia kwotę 826.344,57 zł.

Z powyższego opisu widać, że zabudowanie potoku Smolnika z dopływami jest inwestycją poważną i dosyć kosztowną.

System zabudowania obrano po głębokiej rozprawie i po fachowej krytyce kompetentnych organów. Dla zmniejszenia spadów względnie pomniejszenia siły unoszenia wody na górskich potokach nie ma innego środka jak przez zastosowanie zapór tam, gdzie warunki lokalne na to pozwalają. Obrany system okazał się właściwy, gdyż powódź z roku 1934, nie wyrządziła na zabudowanej przestrzeni (górnym Smolnik) żadnych poważniejszych szkód. Budowle przeszły próbę, a stoki zachowały się w równowadze. Również przyjęty sposób ubezpieczenia brzegów i dna koryta w projekcji progowej okazał się celowy.

Czy oprócz robót przewidywanych kosztory-



Rys. 12. Fragment Smolnika z partii wyłączonej pierwotnie z programu zabudowania.

Dodać należy, że kosztorysem objęte jest również zabudowanie Smolnika między km 3+433 a 5+720, którego pierwotnie nie uwzględniono w przeświadczeniu, że potok na tym odcinku posiada dno skaliste i nie wymaga zabudowania.

Tymczasem po powodzi w r. 1934 okazało się, że dno potoku na tym odcinku nie jest skaliste, lecz ze stwardniałego iltu, który w. wody z łatwością wymywają i unoszą. Wobec tego partia ta musiała być włączona do programu zabudowania.

W okresie czasu od roku 1924 do końca roku

sem, nie zajdzie potrzeba wykonania uzupełniających robót, a w szczególności dodatkowych zapór, trudno byłoby już dzisiaj odpowiedzieć. Na podstawie dotychczasowych doświadczeń należy się spodziewać, że na Smolniku oraz dopływach Bednarce, Zadziele, Gródku, Debrach „A” i „B” wystarczą przewidywane zapory po przeprowadzeniu koniecznych zalesień. Na innych dopływach może zajść konieczność rozszerzenia zabudowania dla celów gospodarczych, lecz już w zakresie bardzo skromnym i to przez zainteresowane gminy.

Inż. Władysław Pietruszewski

# Roboty pogłębiarskie i prądownicze za pomocą materiałów wybuchowych na rzekach Horyniu i Styrze na Wołyniu.

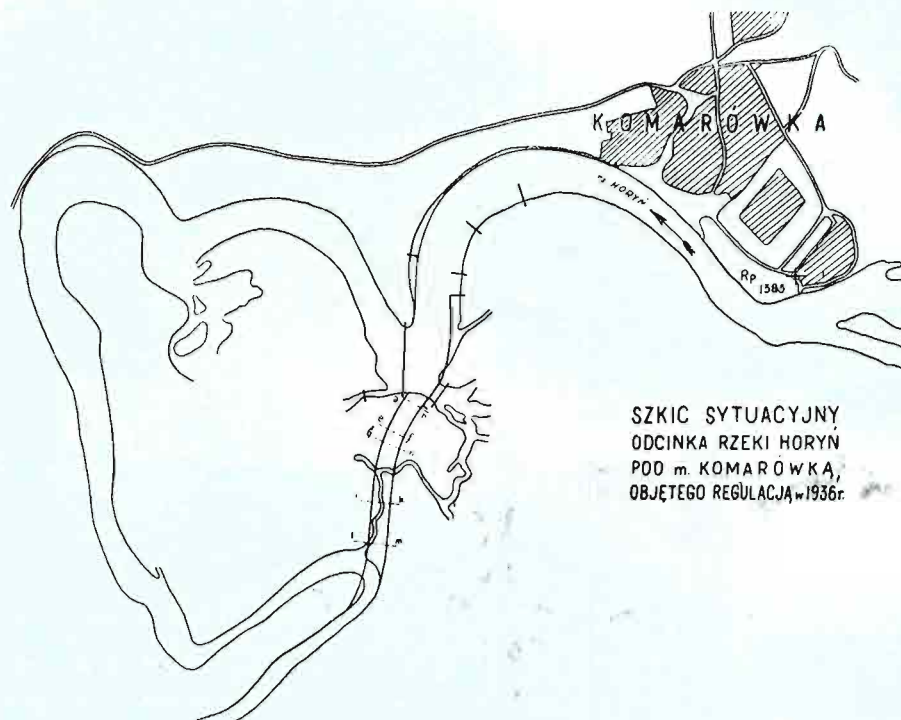
Potrzeba użegłownienia Horynia na razie do Państwowych Kamieniołomów w Janowej Dolinie na Wołyniu, położonych nad samym Horyniem oraz potrzeba poprawy żeglowności na Styrze, pociągnęła za sobą konieczność przeprowadzenia na tych rzekach szeregu robót regulacyjnych, pogłębiarskich i prądowniczych.

Na Horyniu w roku 1936 prowadzone były roboty w rejonie wsi Komarówka pow. Kostopol, gdzie około 3 km mielizna już przy stanach średnich uniemożliwiała nawet spław.

Zasadniczo materiały wybuchowe pozwalają na:

- podminowanie i wyrzucanie gruntu na boki pogłębianego przekopu, co daje od razu potrzebną głębokość,
- zruszenie i rozdrobnienie gruntu pozostałego w przekopie, co ułatwia rzece pracę nad samoczynnym pogłębieniem łóżyska.

Według danych, udzielonych przez tę wytwórnę — charakterystyka robót wybuchowych jest następująca.



SZKIC SYTUACYJNY  
ODCINKA RZEKI HORYŃ  
POD m. KOMARÓWKA,  
OBJĘTEGO REGULACJĄ w 1936r.

Rys. 1.

Projekt przewidywał budowę faszynowe oraz dwa przekopy, z których jeden, omijający najbardziej uciążliwą mieliznę, został wykonany w pierwszym etapie robót.

Wobec braku maszyn pogłębiarskich roboty ziemne wykonywano ręcznie, jednak ze względu na warunki atmosferyczne oraz intensywne podtapianie, roboty te nie mogły być zakończone.

Sposobem ręcznym uzyskano na całym przekopie głębokość przeciętnie o 0,7 m mniejszą od głębokości regulacyjnej (1,1 m), z drugiej zaś strony praca samej rzeki ze względu na wybitnie odporny mechaniczemu działaniu wody grunt, okazała się mało skuteczną (ciężki, tłusty, zleżały ił o cienkich poziomych warstwach piasku).

Ze względów powyższych w celu przyspieszenia wykonania przekopu i wobec braku maszyn pogłębiarskich dla dalszego wykonywania przekopu — zastosowane zostały środki wybuchowe, dostarczone przez Państw. Wytw. Prochu w Pionkach.

Skutek wybuchu zależy od:

- wagi naboju i siły detonacji użytego materiału,
- linii najmniejszego oporu, tj. głębokości założonego ładunku,
- rodzaju środowiska, w którym powstaje strzał i
- jakości przybitki.

Przybitka dobrze wiążąca się ze ścianami otworu i szczelna stanowi zasadniczy warunek należytego wykorzystania siły wybuchu.

Zależność matematyczna między podanymi wyżej funkcjami wyraża się następującym wzorem:

$$C = 1,83 h^3 P$$

gdzie  $C$  = waga naboju w kg  
 $h$  = głębokość założenia ładunków  
 $P$  = liczba wyrażająca ilość materiału wybuchowego potrzebną do wyrzucenia 1 m<sup>3</sup> środowiska.



Liczba P została ustalona doświadczalnie dla rozmaitych gruntów:

L. p.	Rodzaj środowiska	Waga 1 m <sup>3</sup> środowiska w kg	P w kg.
1	Ziemia świeżo nasypiana	1040	0,50
2	Ziemia piaszczysta — calizna	1150	0,96
3	Ziemia piaszczysto - żwirowa	1417	0,97
4	Ziemia urodzajna (gleba) calizna	1150	1,10
5	Piasek suchy zleżały	1350	1,20
6	Piasek mokry	1440	1,30
7	Piasek zбитy	1395	1,30
8	Ziemia kamienista	1453	1,40
9	Gлина szara, spoista	1385	1,35
10	Gлина piaszczysta	1360	1,35
11	Łupek szary	1494	1,40
12	Piasek sypki	1240	1,44
13	Gлина z piaskiem i żwirem	1515	1,50
14	Gлина szara z kamieniami	1749	1,60
15	Gлина łupkowa	1470	1,90
16	Wapień lub piaskowiec	1750	2,17
17	Granit lub gnejs	2060	2,55
18	Mur ceglany cienki		1,25
19	Mur ceglany średni	od 1295 do 1882	1,50
20	Mur z cegły na cemencie		2,40
21	Mur kamienny na cemencie		2,80
22	Beton ścisły	1550	3,60

UWAGA: przy skałach potrzaskanych (ze szczelinami) liczbę P należy mnożyć przy Nr. 16 przez 0,50  
 " " 17 " 0,75

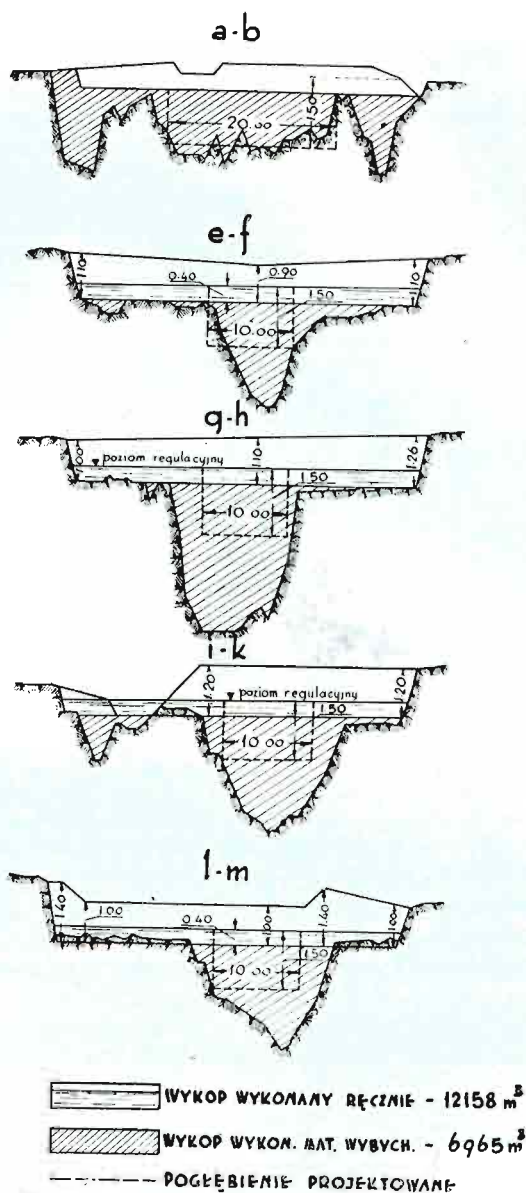
W wypadku operowania nabojami prochowymi, C otrzymuje się w kg ze wzoru, natomiast stosując materiały kruszące nitroglicerynowe jak dynamit, żelatyna wybuchowa i t. p. należy wynik mnożyć przez współczynnik 0,5, przy stosowaniu zaś materiałów kruszących saletrzano-amonowych przez 0,75.

W wybitnie ciężkim gruncie jak w Komarówce na Horyniu stosunkowo czyste pogłębienie dało się uzyskać tylko w pasie 10 m szerokości.

Ładunki zakładano na głębokość 1,5 m w gruncie po dwa naboje do otworów, rozmieszczonych w odległości 2—3 m.

Strzelano wysortowanym prochem strzelniczym wyrabianym w 1,2—1,4 kilogramowych wodoszczelnych ładunkach, partiami maksimum po 120 naboji; większej ilości ładunków posiadany do dyspozycji induktor nie mógł uruchomić.

Po wybuchu po brzegach pasa pogłębianego tworzyły się zwały ziemi, które woda przy części-



Rys. 2. Przekroje przekopu na Horyniu w Komarówce.

wej pomocy robotników stopniowo zabierała, znosiła w głębsze miejsce i tam odkładała.



Rys. 3. Fragment wbijania rury do głębokości 2 m na rz. Styrze w Połonnem.

Po 2—3-ch dniach pracy rzeki otrzymywało się stosunkowo dokładnie wypracowany dwudzielny przekrój przekopu.

W Komarówce przy kinetach o szerokości ponad 10 m, po eksplozji zerwany grunt opadał w dawne miejsce i w krótkim czasie przybierał kon-



Rys. 4. Fragment zakładania ładunków na rz. Styrze w Połonnem.

systemację jak przed eksplozją: — tworzyła się ponownie zwarta masa, stawiająca jak i poprzednio b. duży opór erozyjnemu działaniu wody.

W Połonnem na Styrze próbowano usunąć z nurtu rzeki piaszczystą wyspę o pow. około 900 m<sup>2</sup>, wystającą ponad poziom wody normalnej około 1 m. Wyspa miała kształt wydłużony w kie-



Rys. 5. Wyciąganie rury po założeniu ładunku na rz. Styrze w Połonnem.

runku biegu nurtu. Strzelano podłużnymi pasami o szerokości 2-ch m. Wyniku pomyślnego nie otrzymano z tego względu, iż oderwanej od gruntu macierzystego warstwy ziemi prąd nie mógł unieść, przez co część łóżyska o głębokości około 1,3 m została zasypana tworząc stałą mieliznę, na miejscu której po spłynięciu wielkiej wody powstała o tej samej powierzchni piaszczysta wyspa.

Zadrzewione zwarte wyspy o powierzchni do 200 m<sup>2</sup> usytuowane w głębokim nurcie, po eksplozji zniknęły nie pozostawiając po sobie żadnych śladów.

Usuwanie za pomocą materiałów wybuchowych zwartych zmasowanych przeszkód jak tamy, podwodne i nadwodne progi, dawały wyniki bezwarunkowo dodatnie, natomiast luźne tamy faszynowe, niezamulone, na działania eksplozji prawie nie reagowały — w miejscu wybuchu ładunku powstawała jedynie wyrwa, która nie działała destrukcyjnie na części tamy nie poddane bezpośredniemu działaniu eksplozji.

Na podstawie uzyskanego na rzekach Horyniu i Styrze doświadczenia w zastosowaniu materiałów wybuchowych do robót ziemnych i pogłębiarskich w warunkach nizinnych rzek o słabym prądzie można wysnuć wnioski następujące:

1) Materiały wybuchowe mogą mieć zastosowanie do wykopów o ograniczonej szerokości (w Komarówce do szerokości 10 m i głębokości do 2-ch m) — wypracowywanie przekopów o większej powierzchni (kubaturze) pociąga za sobą duże koszty.



Rys. 6. Poszerzanie przekopu na rz. Horyniu w Komarówce. Wybuch o sile 20 kg prochu.

2) Na pomocniczą pracę rzeki można liczyć tylko przy dużych szybkościach wody i mało zwartym piaszczystym gruncie w korycie.

3) W przekopach o szerokości co najmniej około 10 m i głębokości do 2 m przy ekonomicznym użyciu materiałów wybuchowych, ze względu na stosunkowo dużą masę wyrzucanego gruntu, na rozrzut absolutnie liczyć nie można. W tych wypadkach rozrzut w stosunku do kubatury wypracowanego przekopu stanowi znikomą część.

Nadmiernie duży nabój daje jedynie wyższy wyrzut środowiska w górę, natomiast rozrzut środowiska jest i w tym wypadku stosunkowo nieznaczny.

4) Usuwanie z rzek za pomocą materiałów wybuchowych twardych przeszkód daje wyniki dodatnie tak pod względem efektu technicznego jak i kosztów.

5) To samo odnośnie do pogłębiania nurtu na przemiałach.

6) Przy cenach materiałów wybuchowych 1 zł za kg oraz zapłonów po 0.15 zł za sztukę, koszt

robót ziemnych w zależności od jakości gruntu, warunków pracy, warunków atmosferycznych itp. wynosi 50—80 gr za 1 m<sup>3</sup>.

Koszt robót wybuchowych w Komarówce na Horyniu w ilości efektywnej użytecznie wykonanej 6.965,6 m<sup>3</sup> — wyniósł 3.391,07 zł, czyli koszt usunięcia 1 m<sup>3</sup> efektywnego wyniósł 0,486 zł, w tym:

materiał	2.034,23 zł
robocizna	305,50 „
administracja	726,99 „
roboty pogłębiarskie	324,35 „
<b>r a z e m:</b>	<b>3391,07 zł</b>



Rys. 7. Poszerzanie przekopu na rz. Horyniu w Komarówce.

Roboty ziemne za pomocą materiałów wybuchowych pod względem technicznym przedstawiają się następująco: stożek, będący zakończeniem

żelaznego sworznia włożonego w rurę żelazną o wewn. średnicy nieco większej od średnicy podstawy stożka, pograżany w grunt wraz z rurą uderzeniami ubijaka, wypracowuje otwór na pożądaną głębokość. Następnie sworznię z rury wyjmuje się, a do rury wkłada się naboje, z których jeden musi być uzbrojony w zapłon i posiadać odpowiednią długość dobrze izolowanego drutu do połączenia z nabojami sąsiednimi względnie induktorem. Po założeniu naboju rurę, zadaniem której było zachowanie otworu do czasu założenia ładunków, wyciąga się — w otworze pozostają jedynie naboje.

Nabój względnie sieć naboju eksplodują za pomocą induktora.

Przy pracy dynamitem wystarczy spowodować eksplozję jednego naboju — następne wybuchają na skutek detonacji.

Przy zakładaniu naboju, przy jednym komplecie instrumentów pracuje 4—5 robotników oraz technik. Wydajność dzienna pracy takiej partii wynosi: uzbrojenie 100—120 otworów.

Przy pogłębianiu łóżysk rzek na przemiałach, zakładanie naboju do gruntu nie jest konieczne — wystarczy nabój umieścić na powierzchni gruntu.

Nabój z prochu strzelniczego o wadze około 1,2 kg rozrzucza piasek mielizny na powierzchni około 4 m<sup>2</sup> i wypracowuje głębokość 0,6—0,8 m.

Przy pracy za pomocą materiałów wybuchowych na rzekach, należy szczególną uwagę zwracać na bardzo dokładną izolację połączeń.

Załączone zdjęcia fotograficzne przedstawiają fragmenty robót wybuchowych, wykonanych w 1936 r. na rz. Styrze i Horyniu.

*Inż. E. Dziewałtowski-Gintowl*

## Z literatury technicznej

### Przegląd czasopism obcych

#### Drogi wodne, żegluga

#### Rozwój budownictwa śluz w dobie powojennej w Niemczech.

Ogromny rozwój komunikacji wodnej i wzrastające wciąż rozmiary kanałów, a co za tym idzie i śluz — wymagają ciągłych ulepszeń zmierzających w kierunku usprawnienia i skrócenia czasu śluzowania statków. Niniejszy artykuł ma na celu zobrazowanie najnowszych zdobyczy budownictwa wodnego w dziedzinie konstrukcji śluz, osiągniętych przez niemieckich konstruktorów w dobie powojennej.

Niewątpliwie najważniejszą kwestią w śluzach jest sprawa zamknięć i urządzeń służących do napełniania i opróżniania komory.

Używane dziś bramy dla zamknięć komory w głowach dolnej i górnej śluz były już znane w budownictwie wodnym długo przed wojną. W śluzach małych i o niewielkim spadku, stosowano najczęściej najprostsze typy bram z wbudowanymi w nie zasuwami. Jako napędu używano siły ludzkiej, ponieważ przy niewielkim ruchu statków nie chodziło zbyt o oszczędność czasu.

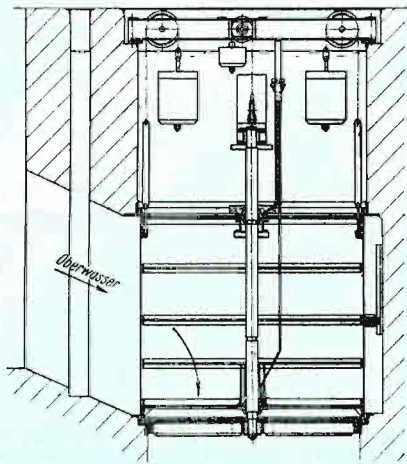
Dopiero w miarę rozwoju żeglugi śródlądowej zaczęto coraz większy kłaść nacisk na szybsze śluzowanie statków, tym bardziej, że rosnące wciąż wymiary komory śluz wymagały coraz sprawniejszych urządzeń do napełniania wzgl. opróżniania komory. Zarzucono wkrótce napęd ręczny, zastępując go najpierw hydraulicznym, a potem elektrycznym. Dalszą nowością w technice śluzowania było wprowadzenie kanałów obiegowych ze specjalnymi zamknięciami, przy czym niejednokrotnie nie odstępowano od stosowania zasuw w samych bramach, traktując je jednak raczej jako rezerwę.

Dla niewielkich spadków stosowano krótkie kanały uchodzące tuż za bramą górną wzgl. dolną, dla większych — kanały obiegowe biegły wzdłuż murów komory, aby uzyskać jaknajspokojniejsze napełnianie i zapobiec powstawaniu wirów i uniknąć zaburzeń wody wewnątrz komory. Kanały obiegowe łączyły się szeregiem kanałików z komorą. Mimo jednak tego ulepszenia nie można było utrzymać przy dużych spadkach jednostajnej szybkości przepływu wody przez kanały obiegowe. Zastosowano więc dla większych obiektów mechaniczne regulowanie szybkości otwierania zasuw, a dla małych otwierano zasuwę w sposób stopniowy. Doświadczenia jednak wykazały, że nawet stopniowe otwieranie zasuw w kanałach obiegowych działa również niekorzystnie na śluzujące się statki.

Dla zamknięcia kanałów obiegowych używano najczęściej zasuw na rolkach, wentyli cylindrycznych i segmentów.

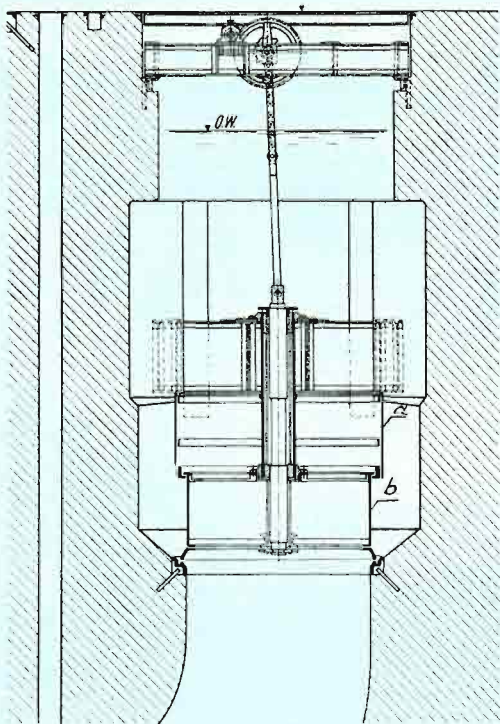
W zbiornikach oszczędnościowych, stosowano prawie wyłącznie wentyle cylindryczne.

Wentyle te składały się pierwotnie z cylindra blaszanego dźwigającego od dołu pierścień uszczelniający. Odpowiedni również pierścień wmurowany był w mur,



Rys. 1.

na którym opierał się cylinder przy zamknięciu przepływu wody. Nadawano najrozmaitsze kształty tak wlotowi, jak i pierścieniowi uszczelniającemu, by uzyskać jak najlepsze działanie cylindra. Do prowadzenia cylindra w czasie otwierania i zamykania zasuw służyły rol-

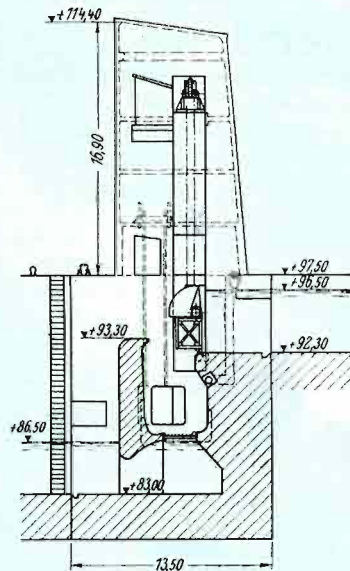


Rys. 2.

ki, które umieszczano w 3-ech miejscach na obwodzie płaszcza walca. Jednak wskutek nierównomiernego dopływu wody, nawet przy najbardziej celowym zaprojektowaniu kanałów obiegowych, powstawały uderzenia wody o płaszcz cylindra, które wywoływały duże zniszczenia rolek i ich torów.

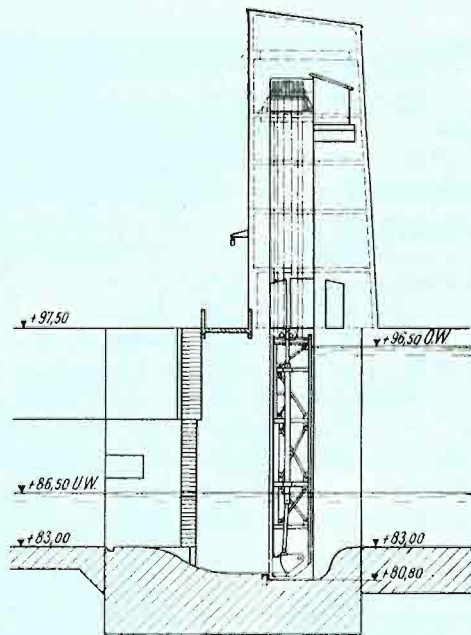
Dla uniknięcia tych usterek konstruktorzy niemieccy zaprojektowali krótki cylinder z prowadzeniem środkowym (rys. 1). Wał prowadzący przymocowany jest dołem do krzyżujących się dźwigarów (w poziomie pierścienia uszczelniającego), a górą do specjalnych kształtówek. Cylinder, podobnie jak poprzednio, uszczelnia się dołem specjalnym pierścieniem, górą zaś wstęgą gumową opiera się o mur szybu.

Następnie podkreślić należy, że otwarte u góry zasuw cylindryczne mają tę niedogodność, że płynąca wo-



Rys. 3.

da porywa z sobą wiele powietrza, które przy krótkich kanałach obiegowych wywołuje zaburzenia i wiry w komorze, przeszkadzając służącym się statkom. Nawet przy długich kanałach, mimo wprowadzenia specjalnych



Rys. 4.

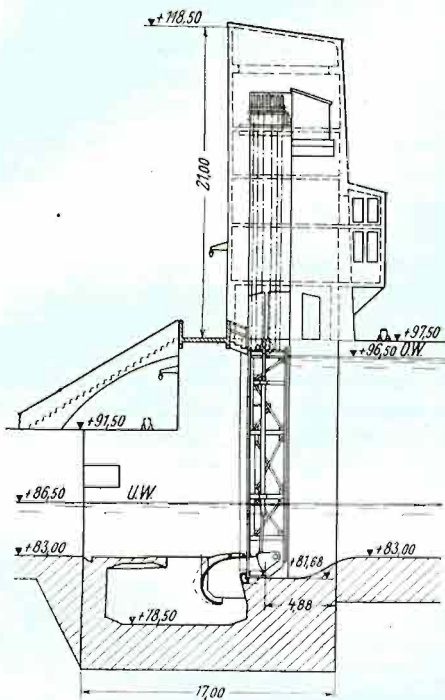
szybów odpowietrzających, nie dało się uniknąć tej niedogodności.

Radykalnie zmienia się stosunek na lepsze przy wprowadzeniu wentyli górą zamkniętych, co zastosowa-

no już na Wezerze pod Minden, pod Passau, na śluźie bliźniaczej pod Fürstenburg i pod Amfreville-Poses na Sekwanie. Cylinder jest tu stały, ma kształt dzwonu zamkniętego z góry (rys. 2, litera a), w nim zaś porusza się właściwa zasuwa (b), która przy otwarciu przepływu wody wchodzi w dzwon.

Gdy mamy natomiast do pokonania większe spadki, to nawet przy najracjonalniejszym poprowadzeniu kanałów obiegowych nie daje się uniknąć w śluźie prądów poprzecznych, niekorzystnie wpływających na spokojne ślizowanie. Gdybyśmy znów zbyt wolno otwierali kanał obiegowy, aby zapobiec tym zaburzeniom — przedłużylibyśmy niepomniernie czas ślizowania.

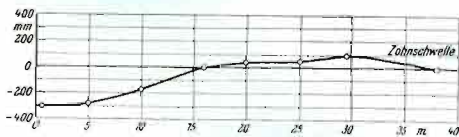
Dopiero wynalazek dr. inż. Burkhardta z Stuttgartu umożliwił szybkie napełnianie i wypróżnianie komory śluży. Zarzucił on stosowanie kanałów obiegowych powracając do dawniej już stosowanego napełniania komory bądź to przez zastosowanie zasuw we wrotach, bądź też przez częściowe podniesienie wrót, przy zasto-



Rys. 5.

sowaniu jednak specjalnej ścianki poprzecznej ustawionej tuż przy wylocie wody (rys. 3). Przy pomocy tej ścianki wytwarza się komora wstępna, w której tworzące się wiry i walec wodny wyladowują energię kinetyczną wypływającej wody.

Jako pierwszą śluź bez kanałów obiegowych wybudowano śluź bliźniaczą pod Ladenburg; każda komo-



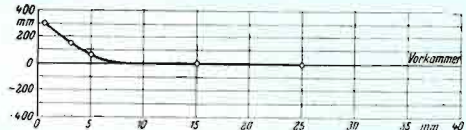
Rys. 6.

ra ma tu 110 m długości użytecznej i 12 m szerokości przy 10 metrowym spadku. Do zamknięć w głowie górnej i dolnej użyto bram podnoszonych (rys. 3, 4, 5).

Za pomocą częściowego podniesienia bramy górnej (rys. 3) napełnia się śluź do wyrównania poziomów, podczas gdy w obu bramach dolnych znajdują się po 3

zasuwy segmentowe o łącznej powierzchni przepływu 9 m<sup>2</sup>. Napęd do otwierania i zamykania segmentów ustawiono na najwyższym ryglu bramy, ponieważ nie przewidywana była możliwość zalania platformy śluży przez wielką wodę. Zasuwa segmentowa otwiera się z szybkością niejednostajną. Napędy dla leżących obok siebie bram górnych lub dolnych są tak ze sobą sprzężone, aby mogły być używane jako rezerwa.

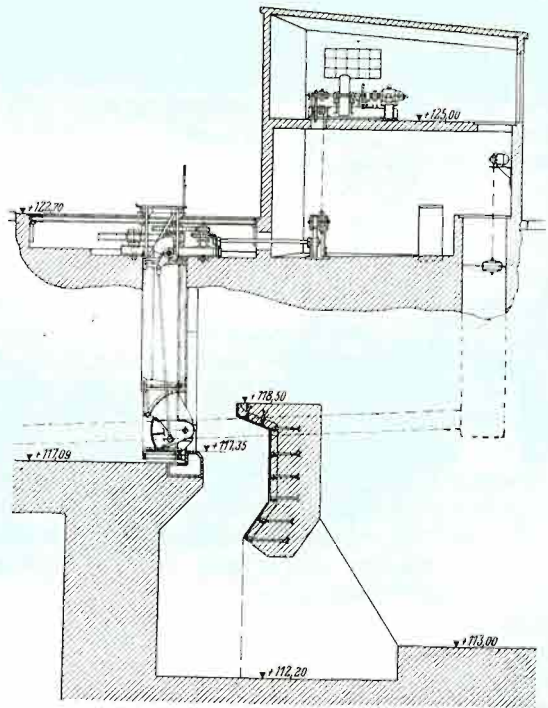
Rozwiązanie obu głów dolnych w śluźie bliźniaczej przeprowadzono w sposób odmienny. Mianowicie w lewej wykonano komorę wstępną w-g projektu Burkhardta (rys. 5), zaś w prawej starano się zniszczyć energię wody za pomocą progu zębatego (rys. 4). Należy tu podkreślić, że drugie rozwiązanie nie udało się, gdyż wskutek odbicia strumieni wody od progu zębatego powstaje



Rys. 7.

daleko za bramą wysoki próg wodny. Przy samych wrotach utworzył się głęboki dół wywołany porwaniem wody przez przepływający strumień (rys. 6). Ślaski czekające na ślizowanie muszą zatrzymywać się daleko, aby uniknąć wstrząsów i rzucenia na bramę dolną.

Podobnie przedstawia się sprawa przy zastosowaniu w stanowisku dolnym zwykłego progu w dnie; jed-



Rys. 8.

nakże nie powstaje tu tak głęboki dół przy bramie dolnej. O zniszczeniu siły wody w obu tych urządzeniach nie ma nawet mowy i liczyć się trzeba z koniecznością silnego ubezpieczenia dna i skarpy kanału w stanowisku dolnym na długiej przestrzeni.

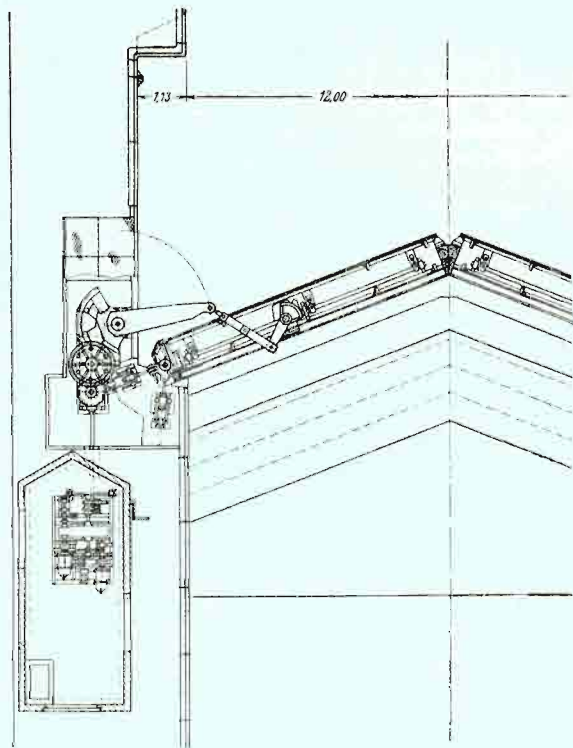
Dobre natomiast rozwiązanie daje sposób Burkhardta. Przy zastosowaniu howiem komory wstępnej jak na rys. 5 zmuszamy wypływającą wodę, przez wytworzenie walców i wirów w komorze, by zaraz przy wylocie oddała swą energię.

W tym wypadku stopień wodny tworzy się bezpośrednio przy bramie (rys. 7). Statki zatem mogą się bezpiecznie zatrzymywać tuż za śluzą, a dno kanału ubezpiecza się tylko na krótkiej przestrzeni.

Ponieważ zaś wymiary głów śluz bez kanałów obiegowych są mniejsze, mamy więc również oszczędność na kosztach budowy.

Jeżeli jako zamknięcie w tych śluzach użyjemy wrót wspornych lub obrotowych, lub gdy musimy się liczyć z możliwością zalania oddrzwi przez wysoką wodę, nie możemy wtenczas umieszczać napędu i urządzeń elektrycznych dla otwierania zasuw na samej bramie. Urządzenia te muszą się znajdować na platformie śluzy — poza zasięgiem wielkiej wody.

Co do samych zasuw w bramach, to najpraktyczniejszymi okazały się segmenty. Musimy jednakże dać im odpowiednie wymiary i ciężar, by uniknąć szkodliwych drgań, wywołanych prądem wody. W śluzie o szerokości komory 12 m wystarczą w każdym skrzydle 2 zasawy segmentowe, które dźwignią i cięgnem połączone są z wałem umieszczonym na najwyższym ryglu bramy i w ten sposób sprężnięte, by przy popsuciu jednej zasawy, druga mogła służyć jako rezerwa (rys. 8). Drażek służący do otwierania oddrzwi (rys. 9), połączony jest z dźwignią zakończoną segmentem zębatym, pę-



Rys. 9.

dzonym przez wał. Gdy puszczaemy to urządzenie w ruch, otwierają się najpierw obie zasawy segmentowe. W położeniu szczytowym dźwignia napędna opiera się o występ, wyłączając automatycznie ruch. Dopiero włączenie powtórnie napędu po wyrównaniu poziomu w śluzie, powoduje otwieranie się bramy.

Aby zapewnić spokojne śluzowanie statków, należy szybkość otwierania zasuw dobrać podług wysokości spadków, z drugiej zaś strony należy się liczyć z koniecznością szybkiego zamknięcia zasuw w wypadku niebezpieczeństwa, po trzecie — dla skrócenia czasu śluzowania szybkość zamykania lub otwierania

bram powinna być również możliwie jak największa. W Niemczech opracowano rozwiązanie napędu, spełniające właśnie wspomniane wymagania, stosując dwa motory różnej wielkości. Z tych mniejszy służy do otwierania zasuw, większy zaś do ruchu samych wrót. Dla przyspieszenia zaś czasu samego śluzowania, bramę można otwierać już przy różnicy poziomów 15—20 cm.

Gdy do zamknięcia śluzy używamy bram podnoszonych, to dla małych spadków nie stosuje się specjalnych zasuw, lecz tylko częściowe podnoszenie bramy w celu wyrównania poziomów wody. Dla większych jednakże spadków takie rozwiązanie byłoby nieekonomiczne, i tańszym okazuje się wbudowanie zasuw we wrota. Wspólny napęd dla bram i zasuw podobny jest do omówionego w poprzednim ustępie.

(„Die Bautechnik” Nr. 15 r. 1937).

Inż. Włodzimierz Ledóchowski

### Badania doświadczalne na modelach w związku z budową stopnia kanalizacyjnego na Elbie w Magdeburgu.

Elba na odcinku miejskim pod Magdeburgiem posiada w korycie progi skalne, co przy niskich stanach poważnie utrudnia żeglugę. Prowadzone tu oddawna roboty regulacyjne nie dały należytego efektu; postanowiono więc ostatecznie usunąć te trudności przez budowę stopnia kanalizacyjnego.

Zaprojektowano (rys. 1): 1<sup>o</sup> jaz (składany) na rzece, 2<sup>o</sup> kanał dla żeglugi przy niskich stanach, o długości 3 km ze śluzą bliźniaczą o długości użytkowej 325 m — świetle 25 m, głębokości na progu przy najniższych stanach — 4 m i maxym. spadzie 3,88 m, 3<sup>o</sup> przebudowę mostu kolejowego (usunięcie niektórych filarów), 4<sup>o</sup> nowe połączenie z kanałem „Mittellandkanal” i przebudowę wjazdów portowych.

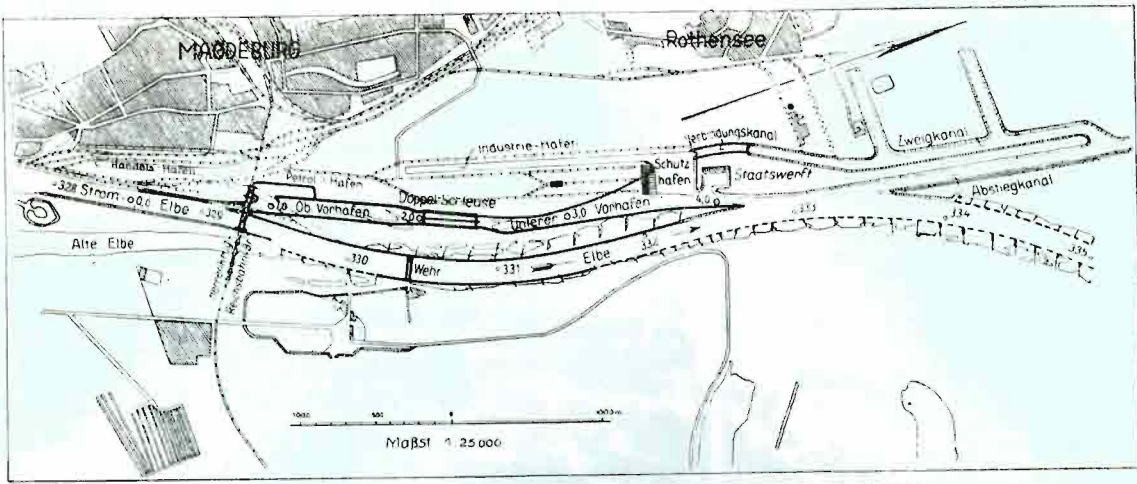
Ustalono, że utrzymanie spiętrzenia będzie potrzebne tylko przy przepływach na Elbie poniżej 376 m<sup>3</sup>/sek., przy wyższych stanach żegluga będzie się odbywać swobodnie po rzece, przy złożonym jazie.

Zamierzona, tak gruntowna zmiana istniejącego stanu rzeczy w skomplikowanych warunkach miejskich wywołała cały szereg trudnych do rozwiązania kwestii, zarówno dotyczących samej budowli hydrotechnicznej, jak i spraw żeglugi, pochodzenia lodów, konserwacji koryta itp. Kierownictwo regulacji Elby postanowiło rozstrzygnąć najważniejsze kwestie za pomocą doświadczeń na modelach. Doświadczenia te zostały wykonane w laboratorium Pruskiego Urzędu Badań Hydrotechnicznych w Berlinie.

#### Doświadczenia na modelach śluzy komorowej.

Zbadano przebieg napełniania i opróżniania komory przy różnych spadach, dla ustalenia potrzebnego minimum czasu na prześluzowanie statku jednego, lub kilku, bez przekroczenia granicy, która jest dla nich bezpieczna. Granicę tę ustalono, przyjmując krytyczną wartość sił naciągających liny cumownicze statku pod wpływem fali wody wchodzącej (lub wychodzącej) do śluzy równą 1/600 wagi śluzowanego statku.<sup>1)</sup> Śluzy mają się

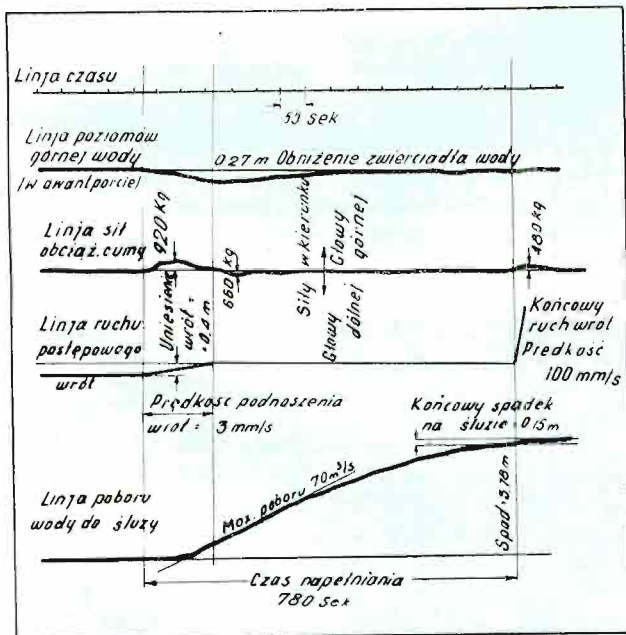
<sup>1)</sup> Dla statku o nośności 1000 tonn — siła 2300 kg.



Rys. 1. Plan sytuacyjny stopnia kanalizacyjnego na Elbie w Magdeburgu.

napelniać i opróżniać przez unoszenie w górę wrót (płaska zasuwa). Drogą prób ustalono zależność wielkości otworu pod wrotami oraz szybkości ich unoszenia od zmieniającego się spadku na śluzie (rys. 2).

Przy końcu napelniania, względnie opróżniania komory, wyrównanie zwierciadeł wody górnej i dolnej postępuje bardzo wolno. Można tu zyskać na czasie, jeżeli



Rys. 2. Rezultaty notowań aparatów samopiszących przy napelnianiu śluzy.

nie czekając na koniec tego procesu, podnieść szybko wrota zupełnie i dać już drogę dla statku. Wywołuje to jednak falę i ponowne naprężenie lin cumowniczych, które nie powinno przekroczyć wyżej wspomnianej normy. Maksymalną wielkość deniwelacji zwierciadeł wody i potrzebną szybkość podnoszenia wrót wypośrodkowano również na modelu śluzy. Ma to znaczenie dla ustalenia potrzebnej mocy silnika windy zmienności jego biegu.

Woda wpadająca do komory pod uniesionymi wrotami niszczy swą energią uderzając o 2 belki umieszczone w małej komorze uspokajającej. Woda wychodząca w podobny sposób ze śluzy spada na poszur, również po prze-

bieciu komory uspokajającej z belkami. Pierwsza ze wspomnianych belek ma kształt w planie złamany i odrzuca dzięki temu wodę na wrota. Tworzy się wir, który ma niszczyć resztę energii.

Doświadczenia na modelach wykazały, że założenia projektu są w tym wypadku słuszne. Przy odpowiednich wymiarach belek i komory uderzeń woda wchodzi spokojnie do śluzy, nie napierając zbyt na statek, na odpływie zaś nie następuje żadne rozmycie podłoża. Dzięki wynikom doświadczeń osiągnięto znaczne ograniczenie wymiarów komory uderzeń i oszczędniej zaprojektowano poszur.

Objętość wody pobierana z górnego poziomu, względnie wypuszczana ze śluzy, wynosi dla każdej komory  $325 \times 25 \times 3.88 = \text{ca } 31000 \text{ m}^3$ , razem więc  $62000 \text{ m}^3$ . Ruch tak wielkiej masy wody może wywołać niedopuszczalne wahania poziomu wody lub zbyt silny prąd w górnym lub dolnym stanowisku, względnie w sąsiednich basenach portowych. Zbadano tę kwestię również na modelach. Okazało się, że o ile czas napelniania (względnie opróżniania) nie jest mniejszy niż 860 sekund (nie licząc szybkiego końcowego zabiegu z wrotami), to przyplływ, licząc na każdą komorę, nie przekroczy  $71 \text{ m}^3/\text{sek.}$  (razem  $140 \text{ m}^3/\text{sek.}$ ) i żadnych groźnych skutków nie wywołuje<sup>2)</sup>.

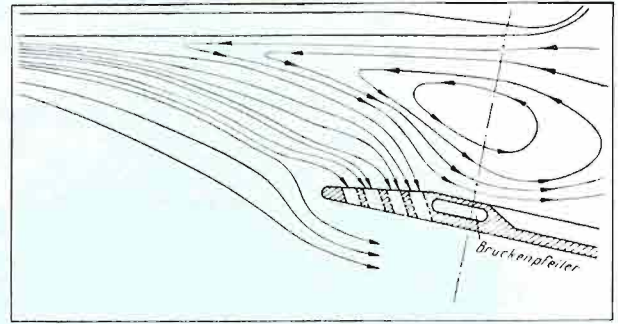
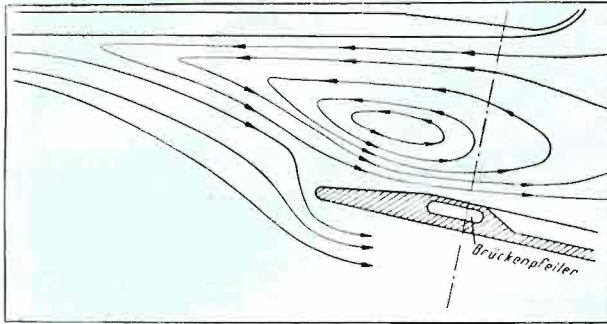
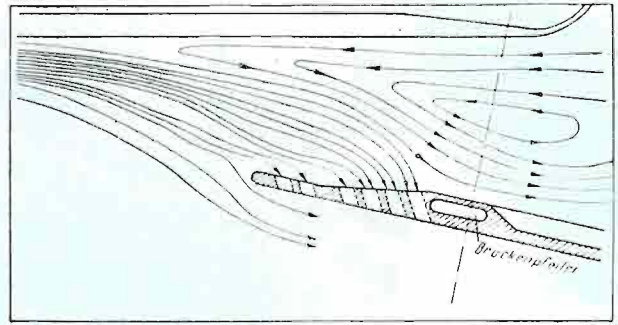
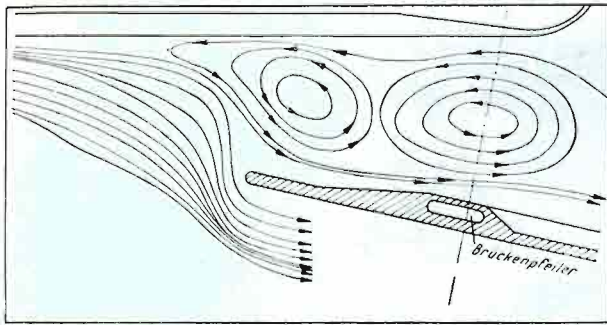
Ostatni cykl doświadczeń miał za zadanie wyjaśnić, przy pomocy jakich środków możnaby unieszkodliwić wir, jaki powstaje przy dolnej głowie komory, gdy druga jest opóźniana. Wir ten uderza z boku w statki podchodzące z dołu do śluzowania i jest dla nich niebezpieczny. Drogą zabarwiania wody w opróżnianej komorze, jak również przez puszczenie pływaków można było z całą precyzją ustalać kształt wiru i fotografować go przy różnych rozwiązaniach. Okazało się, że najlepszym rozwiązaniem będzie rozdzielenie podjazdów do obu komór przy pomocy dość krótkiego moła z 2-ma przerwami. Przerwy te sprzyjają szybkiemu wyrównywaniu się poziomów w obu podjazdach i wir staje się bardzo słabym. W ten sposób obydwie komory mogą pracować zupełnie niezależnie od siebie, co ma oczywiście bardzo duże znaczenie.

Model śluzy bliźniaczej z awanportami wykonano z betonu w skali 1:30 (wrota z blachy stalowej). Model

<sup>2)</sup> Przepływ Elby pod Magdeburgiem przy stanic normalnym —  $97 \text{ m}^3/\text{sek.}$ , a po zasileniu przez zbiornik —  $157 \text{ m}^3/\text{sek.}$







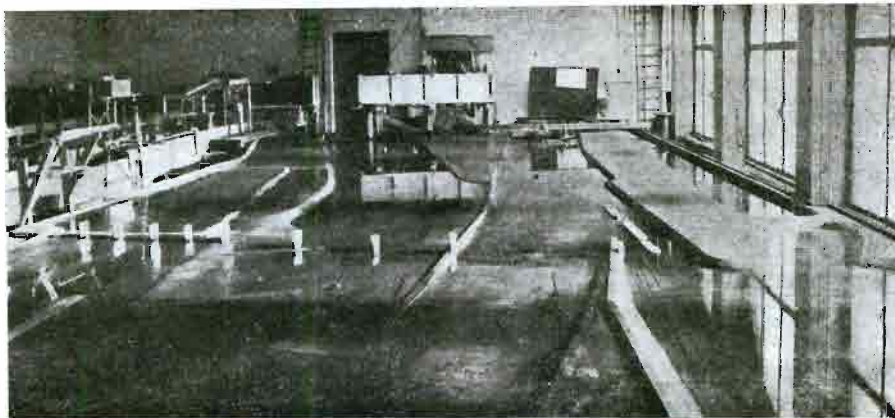
Rys. 4. Wiry przy wjeździe do górnego awanportu przy  $Q = 2400 \text{ m}^3/\text{sek}$ .

po czym rozpoczynano badania. Indeksy stałe i manometry służyły do notowania wahań poziomu wody, przepływy mierzono na przelewach. Układ strug wodnych ustalano za pomocą małych żagielków, pływaków, lub barwienia. Były zainstalowane przyrządy do holowania pociągów statków i mierzenia drogi przez nie przebytej, przy czym szybkość jazdy zmieniano w granicach od 9 do 13 km/godz. a głębokości zanurzenia od 1.5 do 1.8 m.

Rumowisko imitowano za pomocą łatwych do poruszania okruchów bursztynu, wprowadzanych w określo-

nym do podnośnika w Rothensee. Na kanale tym w odległości około 1 km od projektowanego przekopu istnieje już wyjazd na Elbę (dla statków schodzących z podnośnika na rzekę), wobec czego po wykonaniu przekopu stworzy się jakby nowe ramie Elby długości około 1 km. Zachodziła obawa, że ramieniem tym może odpływać zbyt duża część przepływu Elby, ze szkodą dla głównego koryta i dla żeglugi na rzece.

Okazało się w toku doświadczeń, że na stosunek przepływów powstających w obu korytach ma wpływ



Rys. 5. Model 1:100 górnego awanportu i koryta Elby powyżej jazu w Magdeburgu.

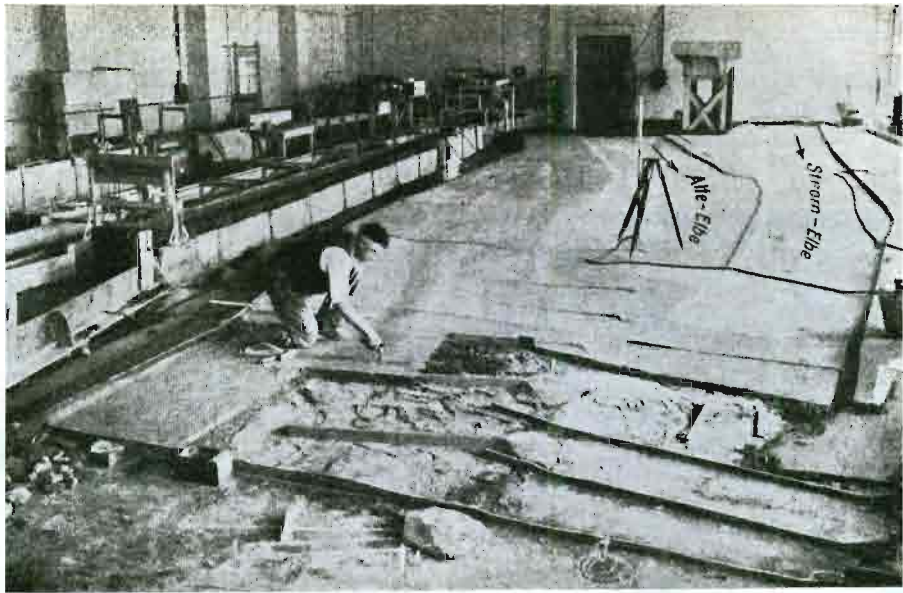
nych ilościach do różnych miejsc koryta. W ten sposób jednak umożliwiało się tylko ilościowe porównanie ze sobą poszczególnych doświadczeń.

*Badania na modelu urządzeń położonych w rejonie dolnej wody.*

Wyjazd z dolnego awanportu oraz z portu przemysłowego na Elbę ma być przebudowany i połączony krótkim przekopem z kanałem (Mittellandkanal) prowa-

nie tylko wielkość, kształt i szorstkość koryt, lecz również kształt górnego połączenia z rzeką, którego działanie przypomina eżektor. Przez zastosowanie odpowiednio długiego i właściwie usytuowanego mola przy tym połączeniu doprowadzono do tego, że przy najczęstszych wodostanach, prąd wody na trasie „Mittellandkanal” stał się nieznaczny, a ucieczka doń wody z rzeki przy najtrudniejszych dla żeglugi rzecznej stanach (niskich) nie przekracza 8% przepływu.

Model całego dolnego stanowiska był wykonany



Rys. 6.

w sposób zupełnie analogiczny do przedstawionego w poprzednim rozdziale.

#### Inne badania na modelach.

Badano również skutki ewentualnego usunięcia progu skalnego występującego pod mostem kolejowym oraz wpływu niektórych wątpliwych budowli regulacyjnych na warunki przepływu. Poza tym szereg ważnych kwestii związanych z projektowanym jazem na rzecę mógł być rozwiązany tylko na modelach. Odgrywają one jak gdyby rolę arylmometru w obliczeniach jeszcze nierozwiązalnych przy obecnym stanie wiadomości z zakresu hydrauliki.

Wyżej wspomniane badania są jeszcze w toku.

(„Zeitschrift für Binnenschifffahrt” N. 2 z 1937 r.)

Inż. T. Borowy.

### Zapory, zbiorniki

#### Zapora przy jeziorze Gölbasch pod Brussa w Turcji.

O zaporzę tej pisze autor projektu dr. W. Kunze w „Wasserkraft und Wasserwirtschaft” nr. 8 z 1937 r. Zapora ta służy celom melioracyjnym, a mianowicie ochronie przed powodzią niziny Brussa przez powstrzy-

pory. Zaporzę zaprojektowano jako wał ziemny złożony z różnych warstw (patrz rys. 1). Długość zapory wynosi 800 m, największa wysokość 10.7 m, szerokość w koronie 4.0 m. Ze względu na warunki geologiczne umieszczono upust denny zbiornika i przelew dla wielkich wód zwyczajnych nie w korpusie zapory, lecz w skale rodzimej poza prawym końcem zapory; zapasowy przelew dla wielkich wód założono w koronie zapory od lewego końca, tam gdzie wysokość zapory jest bardzo mała.

Inż. O. Faust.

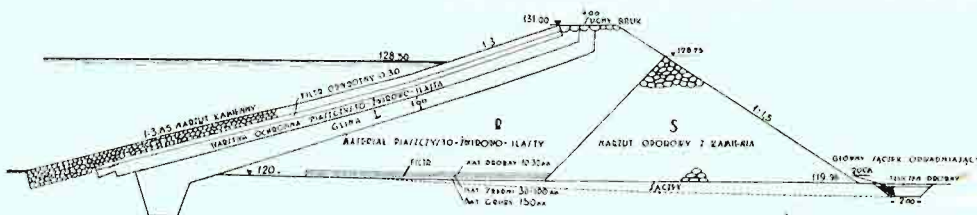
### Melioracje

#### Rentowność sztucznego odwadniania nizin obwałowanych.

W ogłoszonej w 1935 roku pracy, prof. Oppokow zastanawia się nad kwestią racjonalności piętrzenia wody na rzekach nizinnych za pomocą wysokich jazów z równoczesnym zastosowaniem pompowania wody celem odwodnienia terenów, zabagnionych wskutek spiętrzenia.

Przy wykonaniu na rzecę jazów w celach komunikacyjnych czy też energetycznych, warunki przepływu wód rzecznych ulegają znacznym zmianom.

Z punktu widzenia interesów komunikacji oraz wykorzystania energii, tworzenie dużych zbiorników jest pożądane. Zupełnie inaczej przedstawia się ta kwestia z punktu widzenia interesów melioracji rolniczych. Ze



Rys. 1.

manie w zbiorniku fali potoku górskiego Aksu, oraz na-  
wodnieniu pól uprawnych w czasie posuchy.

Dla zbiornika wykorzystano istniejące jezioro, którego pojemność zwiększono znacznie przez budowę za-

większeniem piętrzenia wody na rzekach nizinnych  
wzrastają znacznie trudności osuszenia przyległych te-  
renów, zwłaszcza w tych wypadkach, kiedy dolina rzeki  
czy też dopływów jest szeroka i nisko położona.

Wydawałoby się, że wspomniane trudności można łatwo pokonać przez obwałowanie zarówno rzeki głównej jak też i jej dopływów w granicach działania piętrzenia, a dla osuszenia terenów zawała zastosować kanały odwadniające uchodzące do rzeki poniżej jazu, albo przepompowywanie wody.

Jednak przy piętrzeniach wysokich, przewyższających 8—10 m, obwałowanie rzek związane jest z pewnymi trudnościami technicznymi i dużymi kosztami. Należy również pamiętać, że przy wysokich piętrzeniach wały mogą łatwiej ulegać uszkodzeniu.

Prof. Oppokow przytoczył szereg danych o wykonanym w różnych krajach odwodnieniu przy zastosowaniu pompowania wody. Część wspomnianych danych podajemy w poniższej tabeli.

O b i e k t	Powierzchnia odwodniona ha	Ilość wody pompowanej m <sup>3</sup> /s	Ilość wody pompowanej na 1 ha l/s	Wysokość pompowania wody m	Moc silników KM	Moc silników na 1 ha w KM
Bagna Ferrarskie (Włochy)	51000	30.0	0.60	2.6-4.0	1047	0.020
Dolina Palesine (Włochy)	8910	4.0	0.45	2.5	142	0.016
Bomeler Waard (Holandia)	9000	4.2	0.50	2-3.5	200	0.022
Bagna pod Brema	4500	2.0	0.43	1.23	67	0.015
Jeziora Haarlem	18000	4.4	0.34	4.5	396	0.021
Na rzece Ten-Mail (Anglia)	14000	2.5	0.18	4.6	400	0.028
Na rz. Wiśle k. Gdańska	10260	16.0	0.60	1.5	—	—
Przy ujściu Niemna w Linkunen	22108	—	0.45	—	5555	0.025
W delcie Niemna	18500	10.2	0.55	0.2-1.8	274	0.015
Walle-Galare (Włochy)	12000	10.0	0.85	2.5-4.2	450	0.037
Ostia i Makarese (Włochy)	10790	—	—	—	510	0.047
Argento i Filo (Włochy)	7666	3.78	0.50	0.2	120	0.016
Abukir (Egipt)	16800	18.0	1.06	2.7-4	1020	0.060
Kadygaro I (Włochy)	38000	36.0	1.13	4.1-5.1	3600	0.095
Kadygaro II (Włochy)	16000	25.0	—	—	—	—

Szczegółowe zaznajomienie się z charakterem wymienionych w powyższej tabeli robót dało prof. Oppokowi możliwość stwierdzenia, że pompowanie zostało zastosowane prawie wyłącznie tylko tam, gdzie grawitacyjne odprowadzenie wód z terenów poddanych melioracji było niemożliwe.

Kwestia obwałowania terenów wraz z zastosowaniem pompowania powstała w dorzeczu Dniepru w związku z projektami budowy jazów w średnim i dolnym biegu Dniepru oraz na Prypeci, przy czym około 600.000 ha uległoby zatopieniu.

Przy projektowanym jazie na Dnieprze w pobliżu miejscowości Zaporozże (wysokość piętrzenia 37.5 m) przewidywano obwałowanie rz. Samary, dopływu Dniepru, wałami o wysokości do 6 m w celu ochrony 4740 ha urodzajnych gruntów, przy czym koszt obwałowania i melioracji obliczono na 3.350.000 rubli. Inwestycja ta nie została jednak wykonana jako nierentowna.

Jeżeli w tym wypadku zaniechano melioracji przy wysokości wałów dochodzącej do 6 m, to jeszcze bardziej wątpliwą byłaby rentowność urządzeń w razie konieczności zastosowania wałów o wysokości około 10 m.

Oppokow jest w ogóle tego zdania, że obwałowanie nizin wraz z przepompowywaniem wody nadaje się tylko dla ochrony szerokich dolin rzecznych lub tych odcinków rzek, gdzie wpływ spiętrzenia jest już tak mały, że mogą być zastosowane wały niskie.

Inż. J. Szowkenow.

## Hydrologia.

### Wyniki pomiarów parowania w Niemczech.

W pracy pod tytułem „Verdunstungsmessungen”, zamieszczonej w nr. 5-7 czasopisma „Wasserkraft und Wasserwirtschaft” hydrolog A. F. Meyer poddaje ocenie ze stanowiska praktyki wyniki wszystkich prawie pomiarów parowania, wykonanych w Niemczech w latach 1880—1935. Ze względu na duże znaczenie danych o parowaniu dla projektów zakładów o sile wodnej i dróg wodnych przytacza się wywody autora w obszernym streszczeniu.

Na wstępie autor zajmuje się wyliczeniem stacji, których obserwacje zużytkował, opisem zastosowanych przyrządów i oceną metodyki. Wyraża przy tym opinię różną od rozpowszechnionych dotychczas, o wartościach wyników pomiarów parowania. Twierdzi mianowicie, że pomiary, wykonywane przy pomocy różnych przyrządów, jak waga Wilda, Fuessa lub Kassnera, zbiorniki Binde-manna i inne przyrządy specjalne, dają w wyniku wielkość t. zw. zdolności parowania (Verdunstungskraft), to znaczy wskazują tylko, ile w danych warunkach meteorologicznych może maksymalnie wyparować z odnośnego miejsca, a nie ile paruje w rzeczywistości.

Z gruntu paruje według autora zawsze mniej niż z dowolnego przyrządu do pomiaru parowania, gdyż wszystkie przyrządy mają warunki dla parowania w mniejszym czy większym stopniu korzystniejsze niż grunt rodzimy. Pomijając nawet tę okoliczność, że woda, przyczepiona do cząstek gleby trudniej się odrywa od nich, niż woda ze zbiorniczka przyrządu, należy się liczyć i z tym, że w czasie posuchy w gruncie nie zawsze znajdzie się tyle wody, ile otaczające powietrze może wchłonąć. Natomiast o ile chodzi o wielkość parowania z powierzchni jezior, stawów, czy kanałów, to rzeczywistość jego wielkość dorównywa wynikom pomiarów.

Uwzględniając tę okoliczność, że dla projektów hydrotechnicznych ważna jest największa możliwa ilość strat na parowanie, autor zaleca stosowanie liczb uzyskanych z pomiarów, co daje potrzebne bezpieczeństwo.

W dalszym ciągu autor przeprowadza żmudne obliczenia, mające na celu znalezienie granicznych wartości parowania w warunkach terenowych niemieckich, ekstrapolację wyników dla stacji o krótkich okresach obserwacji, oraz porównanie wyników otrzymanych na poszczególnych stacjach za pomocą różnych przyrządów.

Z obliczeń tych autor wyprowadza wnioski, które w streszczeniu przedstawiają się jak następuje:

1. Maximum parowania przypada na miesiące o minimalnym opadzie, a minimum na miesiące o maksymalnym opadzie i na miesiące zimowe; okoliczność tę należy przypisać wielkiemu niedosytowi wilgotności powietrza w czasie posuchy, względnie nasyceniu w czasie dużych opadów i niskich temperatur.

2. Wysokość parowania zmienia się z roku na rok w znacznie mniejszym stopniu, niż wysokość opadów; na poparcie tego twierdzenia, autor przytacza dane ze

stacji München - Bogenhausen, gdzie dla 10 lat skrajne wartości rocznej sumy opadów różniły się o 488 mm, a skrajne wartości rocznej sumy parowania o 103 mm.

3. Wysokość parowania w półroczu zimowym (październik — marzec) wynosi około jednej siódmej wysokości parowania w miesiącach letnich (kwiecień — wrzesień). W zestawieniu końcowym podano okresy listopad — kwiecień i maj — październik.

4. Przeciętna roczna suma parowania z powierzchni gruntu waha się w granicach od 365 mm do 661 mm i zależy między innymi od wysokości danego obszaru nad poziomem morza i od ilości wiatrów. Poszczególne (nie przeciętne) roczne sumy parowania dochodzą nawet do 742 mm.

5. Przeciętna roczna suma parowania z powierzchni wody waha się na ogół od 600 do 1025 mm; do danych, uzyskanych przy zaporach w Eschbach i Neya, dla których parowanie według jednych źródeł wynosi 1500 — 1300 mm, a według innych 850 mm, autor odnosi się sceptycznie. Dopóki nie uzyska się większej ilości danych, autor radzi stosować dla projektów Bindemannowską liczbę 940 mm.

6. Parowanie z powierzchni ziemi, porośniętej lasem, jest znacznie mniejsze (niekiedy nawet o 50%) od parowania z powierzchni nagiej, lub pokrytej zwykłą roślinnością; ponieważ jednak liście drzew parują oddzielnie, można w ogólnych obliczeniach parowania nie uwzględniać zalesienia poszczególnych części dorzecza.

7. Omawiając poszczególne przyrządy do pomiarów parowania, autor zaleca dla pomiarów z powierzch-

chni gruntu wagę Wilda, umieszczoną w angielskiej klatce meteorologicznej, ewentualnie kombinację tego przyrządu i t. zw. cylindra Mitscherlicha (tylko w miesiącach letnich) bliżej nie opisanego. Używania brzegowych przyrządów Bindemanna odradza stanowczo, gdyż na wolnym powietrzu blacha, z której wykonano przyrząd, ulega zanadto zmianom temperatury, a parowanie odbywa się raczej w sposób, zbliżony do parowania z powierzchni jezior. Przy porównaniu wyników na stacji brzegowej w Grimnitz otrzymano stosunki wyników z przyrządów Bindemanna i Wilda w granicach od 1,45 do 2,90, a na stacji w Sehnde od 2,8 do 4,4.

Osobną wzmiankę poświęca przyrządom, używanym w München - Bogenhausen i (obok innych) w Eberswalde. Są to skrzynki blaszane o przekroju poziomym 1 m<sup>2</sup> napełnione bryłą ziemi, wyciętą z rodzimego gruntu; skrzynki te spoczywają w szybach, wykopanych w ziemi i opierają się na pomoście wagi, którą odczytuje się na zewnątrz. Jakkolwiek przyrządy te są pod względem warunków parowania najbardziej ze wszystkich zbliżone do przyrody, to jednak autor przestrzega przed błędami, możliwymi na skutek kondensacji pary wodnej na zewnętrznych ściankach skrzyży.

Dla pomiarów parowania z powierzchni wody autor zaleca przyrządy tratwowe Bindemanna.

Z 21 tabeltek, umieszczonych w tekście, przytaczamy ostatnią, która daje przegląd materiałów obserwacyjnych wykorzystanych dla pracy.

Średnie miesięczne i roczne wysokości parowania w mm.

Miejscowość	Wysokość nad N.N.	Okres obserwacyj	Sumy parowania miesięczne												Sumy parowania		
			XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	zimowe XI-IV	letnie V-X	roczne XI-XII
<b>A. Parowanie z powierzchni gruntu</b>																	
Drezno	118	1880—1894	15.4	13.2	10.7	14.4	28.1	48.6	55.5	47.9	44.1	47.9	33.6	21.2	130.4	250.2	380.6
Chemnitz	310	1883—1894	16.6	15.3	13.0	15.7	25.0	38.6	50.6	43.1	44.1	43.7	35.0	26.3	124.1	242.8	366.9
Jahngrün w polu	565	1883—1894	23.8	21.6	23.6	27.8	41.9	60.7	91.4	81.3	88.8	91.7	63.9	44.0	199.4	461.1	660.5
" w lesie	565	1883—1894	22.3	18.5	20.0	21.1	32.1	42.9	62.7	51.6	63.1	71.6	50.2	38.9	156.9	338.1	495.0
Eberswalde w polu	42	1882—1896	11	8	8	12	21	38	58	60	60	50	40	22	98	290	388
" w lesie sosn.	42	1882—1896	7	4	5	7	11	21	30	29	29	27	21	11	55	147	202
Marienthal w polu	143	1882—1896	13	8	9	12	23	42	58	51	49	45	37	21	107	261	368
" w lesie buk.	143	1882—1896	6	4	4	6	11	24	26	20	19	16	13	9	55	103	158
Potsdam	80	1894—1933	11.2	8.4	9.2	11.3	23.2	37.0	53.0	54.8	55.3	47.9	33.0	19.0	100.3	263.0	363.3
Dörnthal	580	1902—1934	20.6	16.4	17.6	18.3	31.4	45.0	66.0	66.5	73.8	67.7	50.0	33.2	149.3	357.2	506.5
Grosshartmannsdorf	490	1902—1934	26.9	21.1	20.5	21.0	34.7	47.1	65.2	64.5	71.2	69.1	51.5	40.0	171.3	361.5	532.8
Solingen	93	1907—1911	18.0	17.6	13.9	18.1	32.2	59.8	82.4	63.7	64.9	60.8	41.8	27.2	159.6	340.8	500.4
Grimnitzsee, st. brzegow.	65	1909—1913	18.2	13.6	12.6	18.0	35.7	63.7	86.7	77.6	83.1	66.3	45.2	29.9	161.8	388.8	550.6
Sehnde "	60	1925—1928	14.8	9.0	15.6	15.2	27.6	34.8	36.8	38.6	37.9	43.0	33.0	26.5	117.0	215.8	332.8
Lautenbachtal, w lesie	530	1929—1934	(17.3)	—	—	—	—	28.7	43.5	50.9	49.1	40.7	30.1	21.4	—	235.7	—
München-Bogenhausen	525	1917—1927	7	2	8	12	25	45	115	88	103	101	50	18	99	475	574
Eberswalde na murawie	42	1930—1935	6	2	4	5	17	39	57	55	62	56	39	18	73	287	360
<b>B. Parowanie z powierzchni wody</b>																	
Grimnitzsee	65	1909—1913	38	30	27	29	44	44	122	155	156	137	87	54	228	711	939
Sehnde	60	1925—1928	21	(15)	(24)	(25)	(45)	57	80	93	102	80	59	34	187	448	635
Piamo dei Greci	?	—	66.1	—	—	—	—	33.6	99.6	153.0	209.3	168.8	134.1	114.6	—	879.4	—

Inż. Otton Faust.

*Drogi wodne, żegluga.*

Program rozbudowy dróg wodnych w Z. S. S. R. w III pięcioletce. N. Karygin podaje w krótkim zarysie olbrzymi plan robót na drogach wodnych rosyjskich, który ma być wykonany w okresie 1937—1942 r. przez organy Nar. Komis.

Komunikacji Wodnych. Pewną orientację co do tych zamierzeń i prac już wykonanych dają poniższe dane cyfrowe zaczerpnięte z tej publikacji.

Rodzaj drogi wodnej	Stan w 1932 r. km. szlaku	Miało być wg. II pięciolatki w końcu 1936 r.—km.	Stan na początku 1937 r.—km.	Ma być na początku 1942 r.—km.
Ogólna długość dróg wodnych w eksploatacji N. Kom. Kom. Wod.	77600	92000	83400	114200
Ogólna długość szlaków z wytyczonym nurtem	68200	92000	77100	114200
Jak wyżej lecz z sygnałami nocnymi	47300	79700	56100	85000
Ogólna długość szlaków rzecznych utrzymywanych przez bagrowanie	21700	41200	26500	60000

(„W. T.” Nr 2 r. 1937).

W nr. 9. „D. W.” z 1937 r. podano sprawozdanie z *do-rocznego kongresu gospodarki wodnej*, który odbył się we Wrocławiu w dniach od 28-30 czerwca b. r.

W ramach kongresu fachowcy i przedstawiciele rządu i władz wygłosili szereg referatów wzgl. przemówień, poświęconych zagadnieniom technicznym, prawnym i organizacyjnym z zakresu gospodarki wodnej ze szczególnym uwzględnieniem Śląska.

*Zanurzenie statków podczas jazdy.* Częste uszkodzenia dna statków zachodzące na szlakach o stwierdzonej dostatecznej głębokości naprowadziły inż. M. Wojtkiewicza (pracującego w Z. S. S. R. na Włodze) na myśl, że powodem tego może być wzrost zanurzenia statku będącego w ruchu w porównaniu z zanurzeniem na postoju. Inż. Wojtkiewicz pomierzył dokładnie te zanurzenia dla 5 parostatków na Włodze, z zanurzeniem (na postoju) od 0,62 m. do 1,05 m., przy różnych głębokościach szlaku i różnej prędkości jazdy. Stwierdził, że istotnie zachodzi wzrost zanurzenia statków, gdy są w ruchu; dla statków idących po głębi wielkość ta wynosiła od 4 do 14 cm. w zależności od statku i szybkości jazdy. Daleko większy wzrost zanurzenia skonstatował inż. Wojtkiewicz obserwując parostatek o wym. 42×6,4 z maszyną 180 HP który wchodził pełnym biegiem z głębi (ponad 4 m) na przemiał o głębokości tylko 1,40 m. Wzrost zanurzenia wyniósł aż 26 cm. Przy zwolnieniu jazdy do prędkości „średniej”, wzrost zanurzenia w podobnych warunkach wyniósł tylko 18 cm.

W ten sposób wyjaśniły się powody uszkodzeń dna statków w miejscach o pozornie dostatecznej głębokości.

(„W. T.” Nr. 1 z 1937 r.).

#### Zbiorniki, zakłady wodne.

W nr. 7 i 8 „D. W.” z 1937 r. ukazał się artykuł radcy budownictwa Hillebranda o *zasilaniu Odry wodą ze zbiorników*. Autor omawia kolejno rozmiary zapotrzebowania wody w okresie wieloletnim, pracę i plan gospodarczy zbiornika w Otmachowie (Ottmachau) na Nissie Kłodzkiej oraz będących w stadium budowy dalszych zbiorników, a mianowicie w Turawie na Małej Panwi, w Berghof na Bystrzycy (Weistriz) i w Sierznie (Stauwerder) na Kłodnicy. Regulacja Odry jak również budowa wyżej wymienionych zbiorników mają na celu umożliwienie ruchu barek typu t. zw. wrocławskiego z pełnym ładunkiem (400 t). Według zdania autora (nie podzielanego zresztą przez niektórych innych autorów niemieckich), zbiornik otmachowski oddał w roku

1935 znaczne usługi zarówno żegludze, jak też rolnictwu i przemysłowi.

Drugi autor, radca budownictwa Momber zamieścił w nr. 7. „D. W.” z 1937 r. krótki opis hydrologiczno-techniczny wspomnianego wyżej *ziornika w Turawie na Małej Panwi*. Zbiornik ten ma służyć zarówno zasilaniu Odry jak i produkcji energii elektrycznej.

*Zakłady wodne z przelewem umieszczonym pod budynkiem turbinowym.* Podano krótki opis nowopowstałej hydrocentrali w Kembs na Renie oraz projektowanej hydrocentrali na Włodze w Kujbyszewie (Samarska pętla). Podane są rysunki zakładów oraz oświetlone zostały zalety i wady oryginalnej ich konstrukcji, zezwalającej na znaczne zmniejszenie światła jazu, wobec możliwości przepuszczania poważnych ilości wody przez budynek turbinowy, nawet przy nieczynnych turbinach, za pomocą sztolni założonych w fundamentach budynku turbinowego (w Kujbyszewie 18.500 m<sup>3</sup>/sek). („G. S.” 7-8 z 1937 r.).

#### Melioracje.

W „D. W.” nr. 7 z 1937 podał radca bud. Weinrich z Ligniny sprawozdanie z prac, wykonanych *dla odwodnienia i zmeliorowania kompleksu bagien, t. zw. „Sprottebruch” na Śląsku*, obejmującego około 6.000 ha.

Roboty odwadniające przedsiębrano na tym terenie w różnych okresach czasu, począwszy od 1756 r. Były one prowadzone bądź to z inicjatywy i na koszt poszczególnych obszarów dworskich, bądź też w ramach działalności spółek wodnych.

Rozwój tych prac na większą skalę zaczął się w roku 1919; do roku 1927 przeprowadzono większą część rowów odwadniających i rozpoczęto meliorację uprawy rolnej na obszarze około 700 ha.

Po roku 1933 opracowano plan zmeliorowania całego obszaru i skierowania doń osadnictwa rolnego. Plan ten przewidywał całkowitą ochronę przed powodzią za pomocą kanałów odwadniających i zbiornika retencyjnego.

W 1935 roku oddano 1600 ha 41 osadnikom, którzy osiągnęli tam pokaźne plony.

Ukończenie całokształtu prac przewidziane jest w ramach czteroletniego niemieckiego planu inwestycyjnego.

*Stacje dla przepompowywania wód wezbraniowych* w dorzeczu Sawy w Jugostawii opisuje autor projektu i doradca techniczny w czasie budowy inż. A. Steiner w „B” nr. 5 z 1937 r. W treściwym i bogato ilustrowanym artykule autor zaznajamia czytelników ogólnie z celami i urządzeniami spółki wodnej dla rzek Bidj i Bosut oraz podaje dosyć dokładny opis projektów i budowy trzech dużych stacji dla przepompowywania wód wezbraniowych tych rzek do rz. Sawy, gromadzących się za wałem tej ostatniej. Są to stacje obsługiwane przez pompy elektryczne o wydajności od 2,5 do 6,5 m<sup>3</sup>/sek. Stacje te są — inaczej niż zazwyczaj — umieszczone w samym korpusie wału, ale za to uszczelnienie wału w miejscach styku z budowlą stacji wymaga szczególnej staranności.

#### Hydrologia.

*Ruch wody gruntowej ze swobodnym zwierciadłem przez groble ziemne na przepuszczalnym podłożu.* Prof. F. Nelson-Skorniakow podaje przybliżony sposób rozwiązywania tego skomplikowanego zagadnienia dla grobli z jądrem i ścianką szczelną, lub bez niej, przy czym metoda jego daje się zastosować i do innych (prostszych) wypadków. Autor opiera się na ściślejszym z punktu widzenia matematycznego rozwiązaniu zadania o ruchu pozostającej pod ciśnieniem wody gruntowej pod zanurzonymi fundamentami budowli. Upraszczając nie-

które założenia tej teorii dochodzi do wzorów pozwalających obliczyć z dostateczną pewnością położenie krzywej depresji w grobli. Autor wykonał szereg doświadczeń laboratoryjnych na modelach, które wykazały dużą zgodność obliczonej krzywej depresji z rzeczywistością. W artykule podano szereg przykładów liczbowych dobrze ilustrujących przebieg obliczeń i stosowania wyprowadzonych wzorów.

(„G. S.” Nr. 7 i 8 z 1937 r.).

#### Fundamentowanie.

O wzmocnieniu fundamentów pod filarami i przyczółkami mostów, bulwarów i ładowni w portach w Duisburgu i w Ruhrort piszą dyrektor tych portów dr. inż. Schinkel i urzędnik Grube w nr. 9 „Die Bautechnik” z 1937 roku. Konieczność wzmocnienia fundamentów tych budowli wiąże się z pogłębieniem basenów portowych o 2.5 m na skutek postępującego ciągle obniżania się dna Renu. Wskutek pogłębienia portu poduszwy dotychczasowych fundamentów znalazłyby się wyżej niż nowe dno basenów. Dla wzmocnienia fundamentów zastosowano żelazne ścianki szczelne, bite dookoła odnośnych budowli na 4.5 m poniżej pogłębionego dna basenów. Przerzestnienie między ścianami budowli a ściankami szczelnymi wypełniono betonem względnie ubiowanym żwirem. Roboty wykonywano w dosyć trudnych warunkach, gdyż ruch zarówno wodny jak i lądowy musiał być utrzymany bez przerwy. Dużo kłopotu sprawiały też osiadania i przesunięcia budowli wywołane wstrząsami podczas zabijania ścianki szczelnej.

#### Różne.

*Wibrowante betonu.* Inż. M. Diessow nasświetla wyniki doświadczeń nad wibrowaniem betonu wykonane przez M. Mary'ego publ. w An. de P. et Ch. III.1936 r.) dając im uzasadnienie teoretyczne oparte na teorii wibracji gruntów stałych opracowanej przez Golicyna, Kiryłowa i Puczkowa. Ustala zależność funkcjonalną pomiędzy amplitudą drgań wibracyjnych, odległością od źródła wibracji, oraz współczynnikiem amortyzacji energii dla danego środowiska (betonu), która to zależność nadawałaby się do rozwiązywania problemów praktycznych, gdyby dało się jeszcze wyjaśnić zależność współczynnika amortyzacji energii od takiego, czy innego składu betonu, od rodzaju kruszywa, od częstotliwości drgań wibratora i od długości czasokresu wibrowania. Tych zależności dowiadczania M. Mary'ego niestety jeszcze nie wyjaśniły. (Annales des Pontes et Chaussées Nr. V. 1937 r.).

O *scrapperach* czyli *kopaczkach o kuble wleczonym* (po niemiecku Schrapper lub Kabelbagger) pisze w nr. 5 „B.” z 1937 roku inż. P. Wiesenthal. Daje on krótki przegląd (ilustrowany fotografiami) typów tych maszyn, wytworzonych przez przemysł niemiecki w ciągu 15 lat od sprowadzenia pierwowzorów z Ameryki. Kopaczki te, tanie zarówno w nabyciu jak i eksploatacji, znalazły w Niemczech zastosowanie przy robotach ziemnych z zakresu budownictwa lądowego i wodnego, przy wydobywaniu żwiru i piasku z kopalń lub z rzek, w kamieniołomach i t. p.

#### Oznaczenia:

„W. T.” — „Wodny Transport”.

„G. S.” — „Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo”.

„D. W.” — „Deutsche Wasserwirtschaft”.

„B.” — „Die Bautechnik”.

## Przegląd czasopism polskich

### O melioracji Polesia.

W Nr 1 i 2 Przeglądu Melioracyjnego z r. 1937 ukazał się artykuł St. Rychłowskiego: „Przyczynki do zagadnienia melioracji Polesia”, który ze względu na nowość i ciekawość ujęcia zagadnienia wymaga poznania jego treści.

Potrzeba melioracji Polesia i korzyści stąd płynące nabierają jasności na tle warunków gospodarczych i ludnościowych.

Jeśli wziąć województwo poleskie o obszarze 3.542.883 ha, to rzuca się w oczy niski procent (22.8) gruntów ornych. Uwzględniając jeszcze to, że gleba w 44% jest piaszczysta i że duże obszary ziemi ornej leżą odległymi (czasem po kilka lat) ze względu na jej jakość, to z całą wyrazistością wystąpi tu brak ziemi nadającej się do uprawy.

Ogólnie znana mała gęstość zaludnienia na Polesiu, wynosząca 25 osób na km<sup>2</sup> powierzchni gmin wiejskich, wobec 66 w województwach centralnych i 87 w południowych, jest tylko pozornie mała. Jeśli bowiem wziąć liczbę ludności na km<sup>2</sup> ziemi ornej, to otrzymane cyfry niewiele odbiegają od danych dla innych dzielnic Polski. I tak dla województwa poleskiego będziemy mieli 121, dla centralnych — 121, zachodnich — 113, południowych — 173. Nie dziwnym teraz staje się fakt, że Polesie nie może wyprodukować dostatecznej ilości zbóż na swoje potrzeby i musi je sprowadzać, nie dziwnym jest również fakt, że ludność usiłuje powiększać stan gruntów ornych, wyrębiając lasy. Ekspansja rolna idzie tu w fałszywym kierunku, gdyż zamiast wdzierać się w bagna i torfowiska — niszczy lasy.

Następnie może się wydawać, że Polesie, jako posiadające 29,9% łąk i pastwisk, bierze wybitny udział w naszej hodowli zwierząt. Jeśli porównać cyfry, to okaże się, że i tu sytuacja jest niepokojąca. W woj. poleskim na 100 ha użytków rolnych (ziemia orna + łąki + pastwiska + sady) przypada: 9 koni, 20 sztuk bydła, 18 sztuk trzody chlewnej, podczas gdy dla całego kraju odpowiednie cyfry wynoszą: 14 koni, 39 bydła, 26 trzody chlewnej. Przyczyną tego tkwią nie tylko w niskim poziomie kultury rolnej, lecz również w bardzo dużej mierze w małej wartości paszy i jej braku, gdyż często łąki kosi co 2—4 lat, a często znów łagodna zima, powodująca brak pokrywy lodowej na bagnach, uniemożliwia wywóz siana z łąk.

Wobec powyższych rozważań potrzeba melioracji Polesia jest bezsporna.

Należy teraz zastanowić się, jakie będą konkretne korzyści z przeprowadzenia melioracji. Z całego prawie Polesia geograficznego o obszarze 5.434.927 ha wymaga melioracji około 50% (1.600.000 ha) podmokłych gleb mineralnych, co razem z glebami błotnymi stanowi 66,7% całego terenu. Melioracja samych tylko gleb błotnych da rolnictwu do użytkowania (grunty orne + łąki i pastwiska) około 1.710.000 ha. Sądząc z właściwości gleb, można liczyć na przyrost gruntów ornych, wynoszący w sumie 700.000 ha. Zwiększy się również obszar leśny o blisko 300.000 ha tj. o 16% przez zalesienie gorszych gleb torfowych, suchych piasków i wydym oraz podmokłych gruntów mineralnych, nienadających się do uprawy.

Trzeba jeszcze wziąć pod uwagę i to, że melioracja da przyrost drewna wartości 12.600.000 zł. rocznie, przyjmując przyrost o 1,5 m<sup>3</sup> z ha przy 1.050.000 ha la-

su, wymagającego melioracji. Jako skutek osuszenia wystąpi ułatwienie dostępu i polepszenie warunków komunikacyjnych, a więc łatwiejszy zbyt drzewa.

Korzyści, możliwe do osiągnięcia z melioracji łąk po ich zagospodarowaniu, wyraża się w zwiększonym zbiorze - z 18,1 q do 29,8 q z ha. Przeliczając to na gotówkę przy cenie 4 zł za 1 q, otrzymamy 46,8 zł z ha, co przy 622.499 ha łąk da z samego tylko woj. poleskiego 29.000.000 zł.

Zwiększenie ilości siana wpłynie oczywiście dodatnio i na miejscową hodowlę zwierząt.

W związku z melioracją Polesia należy rozpatrzyć sprawę parcelacji i kolonizacji tych obszarów. Wielka własność na terenie woj. poleskiego wynosi 1.371.163 ha w tym 7% ziemi ornej, 0,2% sadów, 16,3% łąk, 7,1% pastwisk, 43,7% lasów i 25,7% nieużytków. Bez przeprowadzenia melioracji można by z tych gruntów uzyskać do parcelacji tylko znikomą ilość ziemi ornej. Natomiast po zmeliorowaniu otrzyma się z tego źródła dla celów parcelacji około 700.000 ha, wliczając w to łąki, pastwiska i nieużytki oraz grunta lasów państwowych (z wyłączeniem naturalnie obszaru zalesionego).

Z tej liczby, po zaspokojeniu miejscowych potrzeb, na kolonizację otrzyma się ca 450.000 ha. Choć jest to cyfra bardzo poważna, jednak obala legendę o niezmiernych wprost możliwościach kolonizacyjnych w tej części kraju.

Jeśli chodzi teraz o stronę techniczną melioracji Polesia to należy podkreślić, że odwodnienie musi iść w parze z nawodnieniem wszędzie tam, gdzie zachodzi obawa przesuszenia, a więc przede wszystkim na torfowiskach.

Jako ujemny skutek melioracji może nastąpić przesuszenie około 160.000 ha gruntów już dzisiaj średnio-wilgotnych. Jednak ten obszar da się zmniejszyć przez racjonalne przeprowadzenie melioracji. Wysuwany zarzut, że błota, oddające dotychczas stopniowo wody wiosenne rzekom w ciągu całego lata, po melioracji za szybko odprowadzą te wody i utrudnią żeglugę czy spław w okresie letnim, nie jest uzasadniony. Biorąc pod uwagę dużą włóskowatość torfu i wielką chłonność wody, dojdziemy do przekonania, że torfy zatrzymują ścięki powierzchniowe a nawet i gruntowe z sąsiednich gleb mineralnych i wyparowują je, a nie oddają rzekom. Rozważania powyższe zdaje się potwierdzać mały współczynnik spływu dla rzek poleskich. Tak więc rowy melioracyjne przyspieszą spływ wód wiosennych, ale w porze letniej umożliwią doprowadzenie do rzek wód gruntowych.

Przeprowadzone dotychczas studia techniczne, nasze warunki finansowe oraz względy natury wyższej przemawiają za przeprowadzeniem melioracji Polesia mniejszymi partiami z koniecznością wyłączenia niektórych obszarów.

Polesie da się podzielić na 4 rejony. 1-szy rejon, leżący w części południo-wschodniej (głównie na międzyrzeczu Lwy i Stwiży, część t. zw. Zahorynia, oraz na międzyrzeczu Styru i Horynia, błoto „Moroczno”) nie nadaje się zasadniczo jako całość pod meliorację ze względu na przewagę gorszych torfów, nie odpowiednich do użytkowania rolniczego. Oczywiście w wielu wypadkach melioracje miejscowe, pociągające za sobą uporządkowanie głównych ścieków wodnych, dalyby dobre rezultaty z punktu widzenia rolniczego. Również i melioracje gorszych torfów mogą się opłacać, dając możliwość zalesienia tych przestrzeni i poprawę jakości lasów już istniejących.

2-gi rejon, ciągnący się wzdłuż Prypeci pasem 15—30 km szerokim od granicy Państwa do jez. Lubiaż, nie może być zmeliorowany bez uregulowania Prypeci, a więc bez bardzo dużych wkładów pieniężnych. Ze względu jednak na dobre gleby, na terenie tym należałoby wykonać pewne budowle, ułatwiające spływ wielkich wód wiosennych, przez co ulegnie zmniejszeniu % nieużytków zwłaszcza na granicach rejonu.

3-ci rejon, przyległy do stanowisk szczytowych Kanalu Królewskiego i Kanalu Ogińskiego, bez przebudowy tych dróg wodnych nie nadaje się do melioracji ze względu na wysoki poziom wody w kanałach, a niskie położenie gruntów i mały ich spadek.

4-ty rejon, obejmujący resztę tj. 85% całego Polesia (4.950.000ha), nadaje się do zmeliorowania i to bez konieczności regulacji Prypeci w dół od jez. Lubiaż i większych jej dopływów w dolnej części. Układ terenu i jego spadek pozwala na melioracje rejonami składającymi się z obszaru pojedynczych zlewni rzek lub kilku grup zlewni.

Na podstawie powyższych rozważań autor dochodzi do następujących wniosków: że przeważająca część Polesia da się zmeliorować, bez naruszania głównego odpływu Polesia - Prypeci, że zwiększony spływ wód w okresie wiosennym nie pogorszy bardzo stosunków wodnych w dolnej jej części, że niektóre rejony Polesia z różnych względów trzeba wyłączyć z melioracji, że prowadzenie robót jednocześnie na całym obszarze ze względu na bardzo duże koszty jest niemożliwe w naszej sytuacji finansowej.

Wobec tego należy przystąpić do opracowania szczegółowych projektów melioracji poszczególnych rejonów, nie obejmując całego obszaru Polesia.

*Inż. M. Redo.*

## Zagadnienie budowy wodociągów grupowych.

W drugiej połowie czerwca r. b. obradował w Grudziądzu XIX Zjazd gazowników, wodociągowców i techników sanitarnych polskich. Obrady w poszczególnych sekcjach zjazdu dotyczyły najbardziej aktualnych zagadnień z wymienionych dziedzin techniki, między innymi kwestii podniesienia stanu higieny w Polsce.

Z nadesłanych na zjazd prac na uwagę zasługuje referat inż. Bron. Rafalskiego p. t. „Wodociągi grupowe są inwestycją pierwszorzędnej potrzeby”.

Na wstępie tego ciekawego artykułu autor scharakteryzował dzisiejsze sposoby zaopatrywania się w wodę przez wieś za pomocą niehigienicznych studzien (zrębowych lub kręgowych), będących rozsładnikami licznych epidemii, (np. dur-brzusznym, czerwonka).

Zła oraz w prymitywny i niehigieniczny sposób czerpana woda nie tylko powiększa ilość zgonów i jest jedną z przyczyn skarłowacenia i osłabienia siły potencjalnej ludności wiejskiej, lecz także ujemnie wpływa na stan zdrowotny zwierząt domowych, a przy tym utrudnia również walkę z pożarami (na skutek niedostatecznej ilości i małej wydajności studzien wiejskich).

Autor uważa iż problem ten mogą rozwiązać głównie t. zw. wodociągi grupowe, które już u nas zaczynają znajdować zastosowanie (Państwowe Zakłady Wodociągowe na Śląsku).

Wodociągi grupowe polegają na tym, że buduje się zakład wodociągowy z ujęciem wody, dostatecznym dla potrzeb większej ilości siedzib z siecią przewodów, do której zainteresowane osiedla włączają swe przewody.

Ciężary budowy i eksploatacji rozkładają się na wszystkich, korzystających z wodociągu; każda zaś miejscowość opłaca indywidualnie koszt odprowadzenia przewodu od centralnej sieci.

W osiedlach można budować źródła dla wspólnego użytku lub prowadzić rury do poszczególnych odbiorców.

Sposób ten szeroko stosowany w Niemczech i Czechach jest zdaniem autora najlepszy. Pozbawia on użytkowników kłopotów o jakość i ilość wody, gdyż nad tym czuwa fachowa centrala, pozostawiając tylko konsumentom (gminy, gromady wiejskie, odbiorcy indywidualni) nieskomplikowany nadzór nad stanem urządzeń wewnętrznych, czy wspólnych źródeł wiejskich.

Finansowa strona budowy jest najpoważniejszym zagadnieniem i bez inicjatywy oraz planowej pomocy Rządu będzie narazie nierealną. Pewne subwencje mógłby również udzielić Powszechny Zakład Ubezpieczeń Wzajemnych, który wydaje znaczne kwoty na organizację straży pożarnych, co nie zawsze rozwiązuje sprawę z uwagi na brak zaopatrzenia osiedli w wodę.

Również zarządy miejskie ograniczają działalność swych przedsiębiorstw wodociągowych do granic miast, zamiast dać podmiejskim okolicom tę samą dobrą wodę, która zasila miasto. Korzyść byłaby wspólna — osiedla podmiejskie miałyby wodę dużo tańszą, niż przy oddzielnych urządzeniach — miasto powiększyłoby zbyt wody, lepiej wyzyskałoby urządzenia własne, oraz poprawiło stan zdrowotny ludności okolicznej, z którą jest w ciągłym kontakcie, wskutek czego polepszyłyby własne warunki zdrowotne. Rozwiązanie techniczne podobnych urządzeń byłoby dość proste: automatyczna pompa, postawiona na granicy miasta, podnosiłaby do potrzebnej normy ciśnienie wody, a przewód wodociągowy i może, gdzie potrzeba, wysoki zbiornik wody wyczerpywałyby ilość urządzeń dodatkowych na miejscu.

Wobec trudności finansowych przy budowie wodociągów grupowych, trudności techniczne są przeważnie bez porównania mniejsze. Przy wyszukiwaniu źródeł dobrej wody do celów wodociągowych należy zwrócić uwagę na wody gruntowe w nadbrzeżnych piaskach aluwialnych, które są zwykle niesłusznie unikane. Wody te są zwykle obfite, łatwe do ujęcia i zdadne do użytku po uprzednim, zresztą prostym i niedrogim procesie odżelazienia.

Jeśli chodzi o materiały do budowy wodociągów jesteśmy zupełnie samowystarczalni, a samo wykonanie roboty zatrudniłoby przez czas dłuższy liczne rzesze bezrobotnych przy robotach ziemnych.

Reasumując powyższe inż. Rafalski uważa, iż budowa wodociągów grupowych, prócz wielkiego znaczenia na uzdrowotnienie kraju miałaby również i znaczenie ekonomiczne, dając pracę licznym robotnikom i technikom, czy to przy samych robotach wodociągowych, czy też przy fabrykacji wszelkiej potrzebnej armatury, przewodów i t. p.

(„Gaz, Woda i Technika Sanitarna”, Nr. 6, r. 1937)

*Inż. F. St. Oranowski*

## Zagadnienie poszukiwania wody do zaopatrywania miast i osiedli.

Wybitny specjalista spraw wodociągowych inż. Włodzimierz Rabczewski nadesłał na XIX Zjazd gazowników, wodociągowców i techników sanitarnych referat dotyczący zagadnienia poszukiwania wody dla zaopatrzenia miast i osiedli.

Wybór odpowiedniego źródła wody do zasilania wodociągów stanowi najpoważniejszy czynnik trafnego rozwiązania kwestii dostarczenia dobrej i w należytej ilości wody. Jest to sprawa bardzo skomplikowana i wymagająca nakładu wiedzy, dużego doświadczenia, długich i wyczerpujących badań oraz środków finansowych.

Poszukiwania wody dla celów wodociągowych prowadzą się głównie do studiów hydrologicznych i hydrograficznych. Studia te mają na celu wyszukanie odpowiedniego źródła wody, bądź też sprawdzenie obfitości oraz jakości rozporządzanego źródła, wobec czego są bardzo istotne, choć nie zawsze należyście doceniane. Zlekceważenie lub przeoczenie czegokolwiek przy badaniach tej kwestii może mieć w przyszłości skutki katastrofalne i spowodować zmarnowanie się wielkiego nakładu pracy i środków; dlatego więc przy wyborze źródła nie należy decydować się zbyt pochopnie nie zbadawszy gruntownie przed tym wszystkich szczegółów i argumentów, przemawiających za tym, czy innym rozwiązaniem.

Na podstawie omówionego w referacie materiału autor w konkluzji dochodzi do następujących wniosków:

1) Podstawą wszelkich urządzeń do zaopatrywania miasta lub osiedla w wodę jest wyszukanie właściwego źródła wody, dającego rękojmię trwałego zabezpieczenia tego miasta lub osiedla w dostateczną ilość zdatnej do użytku wody.

2) Przy wyborze źródła wody, należy dawać pierwszeństwo wodom wglębnym, wysokowym, następnie wodom wglębnym gruntowym, na ostatnim miejscu — wodom powierzchniowym.

Trzeba pamiętać, iż dostateczna ilość wody ma większą wagę, niż dostateczna jakość, bowiem jakość wody może być poprawiona za pomocą stosownych urządzeń, ilości zaś wody w granicach możliwej wydajności źródła żadne urządzenia powiększyć nie są w stanie.

3) Koszty właściwego zbadania źródeł wody dla danego osiedla w żadnym razie nie mogą być uznane za odstraszające wielkie, gdyż wydatkowanie ich ma na celu zdrowie i życie ludzkie; amortyzują się zaś one w okresie wielu dziesiątków, a nawet setek lat.

4) Poszukiwania wody i jej badania, wymagają wielkich zasobów wiedzy fachowej i doświadczenia, powinny one być w każdym wypadku prowadzone przy udziale rutynowanych fachowców, przy czym poszukiwania wód wglębnych wymagają obowiązkowo współpracy doświadczonego hydrologa.

(„Gaz, Woda i Technika Sanitarna”, Nr. 6, r. 1937)

*F. St. Or.*

## Rola chlorku wapnia w żelbetnictwie.

Wykonywanie budowli betonowych w naszym klimacie napotyka późną jesienią na częste przeszkody w postaci kilkustopniowych przymrozków. Mogą one niejednokrotnie być powodem odłożenia betonowania do wiosny, gdy tymczasem temperatura po kilku dniach często wzrasta i trwa tak w ciągu dłuższego okresu czasu.

Z pomocą przychodzi nam wówczas chlorek wapnia. Dodanie chlorku wapnia do betonu powoduje:

- a) przyspieszenie wiązania i twardnienia betonu,
- b) zwiększenie trwałej wytrzymałości betonu,
- c) obniżenie jego punktu zamarzania,
- d) powiększenie ciepłości.

Chlorek wapnia, znajdujący się w handlu w postaci płatków dodaje się do betonu w ilości określonej w stosunku do wagi cementu. Dodawać można na sucho



wprost do betoniarki, albo też po uprzednim rozpuszczeniu w wodzie. Badania wykonane we Francji wykazały, że dodanie 2% chlorku wapnia do zaczynu cementowego przyspiesza mniej więcej dwukrotnie początek i koniec jego wiązania. W naszych cementach początek wiązania występuje z reguły znacznie później niż tego wymaga norma. Dodanie chlorku wapnia w odpowiedniej ilości nie przyspieszy go na tyle aby cement stał się szybko wiążącym, a skrócenie czasu samego wiązania można tylko uważać za pożądane. Dodając 10% chlorku wapnia w stosunku do wagi cementu otrzymujemy cement szybko wiążący.

Wpływ chlorku wapnia na wytrzymałość betonu na ściskanie badany był przez prof. Abramsa, który stwierdził, że chlorek wapnia dodany w granicach 2—4% powoduje trwale zwiększenie się wytrzymałości. Po przekroczeniu tej granicy wytrzymałość maleje. Zwiększenie wytrzymałości początkowej, które, jak wykazały doświadczenia, może być nawet dwukrotnie, pozwala na wcześniejsze rozdeskowanie konstrukcji.

Dalszą zaletą betonu z chlorkiem wapnia jest jego mniejsza wrażliwość na mróz. W-g prof. Magnela przy dodaniu 4% chlorku wapnia w stosunku do wody można spokojnie betonować nawet przy  $-6^{\circ}$ ; również spadek wytrzymałości w zamrożonym betonie z chlorkiem wapnia jest po odtajaniu znacznie mniejszy niż w betonie zwykłym.

Co się tyczy urabialności betonu to uzyskujemy ją na budowach przy pomocy nadmiar wody, czyli kosztom wytrzymałości betonu. Chlorek wapnia pozwala na zmniejszenie ilości wody o ok. 10% bez zmiany ciekłości betonu, którego wytrzymałość będzie wtedy oczywiście większa.

Jedyną ujemną stroną dodawania chlorku wapnia jest powiększenie skurezu betonu. Doświadczenia wykonane na zaprawach 1 : 3 wykazały, że różne gatunki cementów zachowują się pod tym względem bardzo rozmaicie; betony stosowane w żelbetnictwie są jednak o wiele chudsze, a stąd i skurez będzie w nich odpowiednio mniejszy.

Zarzuty jakoby chlorek wapnia powodował rdzewienie żelaza w betonie, w licznych doświadczeniach prof. Magnela nie znalazły potwierdzenia. („Cement” Nr. 2, r. 1937).

Inż. P. Kloss.

#### Wodociągi, kanalizacje.

W Nr. 5 z r. 1937 miesięcznika „G. W. i T. S.” inż. Aleksander Janczak opisuje *konstrukcję szybkobieżnych filtrów* w Poznaniu systemu „Jewel”, podkreśla zauważone wady w ich budowie i omawia prace, podjęte w celu usunięcia tych wad.

*Nowoczesne oczyszczalnie ścieków* w Niemczech (Berlin) i Anglii (Bury, Bolton, Sheffield, Birmingham, Coventry) opisuje inż. Olgierd Nowodworski w Nr. 2 b. r. miesięcznika „G. W. i T. S.”.

*Chlorowanie i chloraminowanie wody wodociągowej* omawia inż. T. Kielanowski w Nr. 3 miesięcznika „G. W. i T. S.” z r. 1937. Autor daje szereg wskazówek co do dawek chloru, podając od czego jest zależna ich wielkość oraz szerzej omawia system odkażania wody chlorem gazowym i przy pomocy wody chlorowej. W tym samym artykule poruszone są również sposoby walki z wtórnym wzrostem bak-

terii w sieci wodociągowej przy czym szerzej jest omówione chloraminowanie wody.

*Badania nad oczyszczaniem wody wodociągowej.* W Nr. 5 z r. 1937 miesięcznika „G. W. i T. S.” Wodociągi m. st. Warszawy podały w formie sprawozdania, opracowanego przez J. Dzierzkowskiego i W. Michalskiego, bardzo ciekawe wyniki z badań nad oczyszczaniem wody, dokonanych w pracowni Stacji Filtrów w r. 1934. Wobec załączenia całego szeregu tablic, reasumujących wyniki badań, uwidoczni się jaskrawo rola poszczególnych urządzeń oczyszczających w ogólnym procesie uzdatniania wody.

#### Beton i żelbet.

Prof. Bryła podaje w „C” Nr 6. i 7. r. b. opis *nowej metody obliczania konstrukcji żelbetowych, opracowanej przez prof. Saligera*. Zaletą tej metody jest przede wszystkim niezależnienie się od współczynnika  $n$  oraz większe uwzględnienie w obliczeniach rzeczywistej pracy belki. Autor przytacza wyniki wykonanych przez siebie doświadczeń, które w znacznym stopniu potwierdziły słuszność nowego sposobu obliczenia.

Zdaniem jego nową metodę, po bardziej szczegółowym opracowaniu można będzie uwzględnić w przepisach oficjalnych.

*Stale przednie.* Inż. Br. Bukowski zamieszcza w „C”. Nr. 5 r. b. wnioski z Kongresu A. I. P. C. w Berlinie 1936 r., dotyczące stosowania tego rodzaju stali w żelbetnictwie. Artykuł oparty na szeregu referatów kongresowych zawiera definicję stali przednich, ogólną ich teorię, klasyfikację oraz opis wyników uzyskanych na podstawie badań.

*Faktyczne oszczędności przy stosowaniu stali „Isteq”, „Griffel” i „grzebieniowej” — w porównaniu z żelazem okrągłym.* W ostatnich latach pojawiły się na rynku specjalne gatunki stali, zastępującej zwykle żelazo okrągłe, do uzbrojenia żelbetów. Ukazały się więc kolejno stal „Isteq”, „Griffel” i wreszcie „grzebieniowa”.

Odpowiednie metody fabrykacji tych stali i pewne specjalne ich właściwości charakterystyczne dla każdej z nich powodują, że wskutek wyższej granicy plastyczności, w porównaniu do żelaza okrągłego, można przyjąć w każdej z nich naprężenia dopuszczalne 1800—2000 kg/cm<sup>2</sup>. Współpraca tego uzbrojenia z betonem, jak wykazują liczne doświadczenia, jest znacznie lepsza niż przy uzbrojeniu żelazem okrągłym, z uwagi na specjalne cechy charakterystyczne tych stali i spowodowaną tym większą przyczepność (skręcenie dwóch prętów przy „Istequ”, „zęby” przy stali grzebieniowej, ośmiokowy kształt przekroju „Griffela”).

Jeśli chodzi o korzyści finansowe płynące z zastosowania tych stali, cenniki fabryczne mówią o oszczędnościach 20—30%. Obliczenia szczegółowe przeprowadzone dla ilości 1.000 mb każdej średnicy i odpowiedniego gatunku żelaza, wbudowanego w konstrukcję, wykazały dość znaczne wahania. Zamieszczona poniżej tabela daje porównanie kosztów zastosowania odpowiednich gatunków stali w porównaniu z żelazem okrągłym. Odpowiednie przekroje i numery stali, sprowadzono do odpowiadającej im średnicy żelaza okrągłego. Koszt żelaza należy rozumieć loco konstrukcja (t. zn. koszt materiału, odpowiedni procent na odpadki, oraz cała robocizna).

Przy zestawieniu powyższej tabeli nie uwzględniono oszczędności na materiale, wynikającej z braku potrzeby haków (przy „Istequ” i „grzebieniowej”). Dla stali grzebieniowej jedynie pominięto kosztu robocizny przy wyra-

Ø mm	Koszt 1000 mb. w zł.				Oszczędność w % przy użyciu stali			
	Żel. okrągłe	Griffel	Isteg	Grzeb. przy Kr=2800	Griffel	Isteg	Grzeb. przy Kr=2000	Grzeb. przy Kr=1800
10	260,35	230,09	242,99	200,41	11,6	6,7	23,0	15,9
12	374,70	331,37	333,51	288,72	11,5	11,0	22,9	15,8
14	455,31	413,02	403,09	359,62	9,3	11,4	21,0	13,9
16	571,08	522,58	497,92	455,13	8,5	12,8	20,3	13,2
18	723,08	661,28	667,24	575,09	8,5	7,7	20,4	13,2
20	892,45	816,66	807,12	711,23	8,5	9,5	20,3	13,2
22	1079,91	998,06	956,64	860,72	8,5	11,4	20,3	13,2
24	1285,11	1176,24	1106,15	—	8,5	13,9	—	—
25	1394,40	1276,12	1190,17	—	8,5	14,6	—	—
26	1508,40	1380,44	1275,77	1202,19	8,5	15,4	20,3	13,2
28	1749,42	1600,59	1457,37	—	8,5	16,6	—	—
30	2008,18	1837,51	1651,68	1600,30	8,5	17,8	20,3	13,2

bianiu haków, które przy zastosowaniu tej stali (jak i „Istegu”) — są zbędne. („Przegląd budowlany” Nr. 9 — 1937 r.).

Inż. S. I.

O uzbrojeniu żelbetowych zespołów stalą „Griffel”. Inż. A. Friedstein w „P. T.” Nr. 11 b. r. poddaje krytyce rzekome korzyści, płynące ze stosowania stali „Griffel”. Oblicza wymiary i ilość zbrojenia dla kilku ustrojów żelbetowych oraz przeprowadza kalkulację kosztów, w wypadku zastosowania żelaza zwykłego i stali „Griffel”. Z obliczenia wynika, że konstrukcja uzbrojona stalą „Griffel” wypadła nieco droższa. Wprawdzie koszt samego zbrojenia jest o kilka procent niższy, jednak objętość betonu użytego do konstrukcji, przy zastosowaniu stali „Griffel” wzrasta na tyle, że całość konstrukcji nie jest tańsza niż przy użyciu stali zwykłej. W dalszym ciągu autor wysuwa cały szereg ujemnych własności tej stali, jak trudności przy gięciu i cięciu, niemożliwość zastosowania stali w kręgach, większa wrażliwość na obciążenie zmienne (zastosowanie w mostach) i t. d. Dochodzi do wniosku, że stosowanie stali „Griffel” w zwykłych konstrukcjach nie daje właściwie żadnych korzyści.

W związku z artykułem inż. Friedsteina prof. Bryła twierdzi („P. T.” Nr 14—15 b. r.), że dla konstrukcji miarodajną jest jej wytrzymałość uzyskana na podstawie doświadczeń a nie obliczeń matematycznych. Przedstawia zalety stali grzebieniowej, przy użyciu której można opuścić haki, co daje kilkadziesiąt procent oszczędności na robociznie gięcia.

#### Szybkość twardnienia betonu z cementu portlandzkiego.

Badanie miarodajnej wytrzymałości (28-dniowej) — betonu nastrocza nieraz w praktyce poważne trudności (choćby z uwagi na czas oczekiwania na wyniki). W ostatnich czasach przeprowadzano więc szereg badań, zmierzających do ustalenia związku między wytrzymałością 28-dniową a wytrzymałością np. 3—7 i t. p. - dniowymi. Znajomość bowiem takiego związku pozwalałaby, na podstawie badań przeprowadzonych po 3 czy 7 dniach, wnioskować o wytrzymałości miarodajnej.

Jednym z bardziej zgodnych z wynikami doświadczeń, jest związek ustalony przez Slater'a — między wytrzymałością 7 i 28-dniową.

Wzór ten ma postać:

$$R_{28} = R_7 + 8 \sqrt{R_7}$$

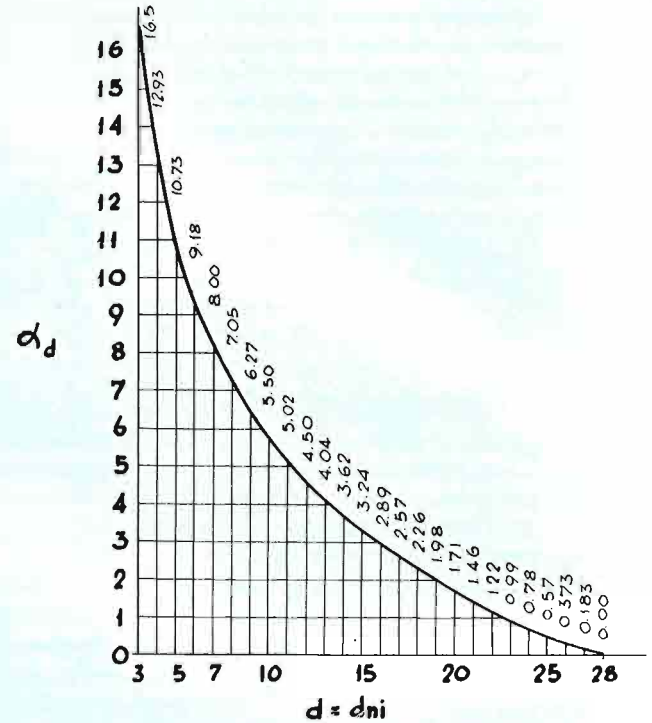
Na podstawie szeregu doświadczeń własnych i innych, prof. inż. W. Paszkowski uogólnił wzór Slater'a i podaje go w postaci:

$$R_{28} = R_d + a_d \sqrt{R_d} \quad (1)$$

zaś współczynnik  $a_d$  wyraża wzorem:

$$a_d = 0,933 \frac{28-d}{\sqrt{d-1}} \quad (2)$$

We wzorach tych  $d$  może mieć wartość od 3 — 28 dni. Wytrzymałość betonu na ściskanie, obliczona wzorem (1)



Rys. 1.

po  $d$  — dniach — daje naogół wyniki b. bliskie do otrzymanych z doświadczeń.

Z zamieszczonego powyżej wykresu można odczytać wartości  $a_d$  — dla  $d$  od 3 — 28 dni. („P. B.” Nr. 6 r. 1937).

#### Statyka.

Belki złożone drewniane na gwoździach. W związku z nową normą polską PN/B — 1770, zawierającą dopuszczalne naprężenia i zasady obliczania konstrukcji drewnianych, prof. W. Żencykowski podaje w N-rze 19 b. r. „P. T.” wskazówki dotyczące obliczenia belek złożonych, połączonych gwoździami. Artykuł zawiera wyciąg z norm o połączeniach sworzniowych, ogólny przebieg obliczenia oraz dwa liczbowe przykłady uzupełnione szeregiem rysunków konstrukcyjnych. Belki tego rodzaju mają dość szerokie zastosowanie w konstrukcjach dachowych większych rozpiętości jako łuki ze ściągiem.

Obliczenie belek ciągłych jednostajnie obciążonych. W N-rze 14 b. r. „Cz. T.” inż. Łazoryk podaje nowe wzory obliczenia momentów dodatnich w belkach ciągłych jednostajnie obciążonych. Wzory te, wyprowadzone na podstawie geometrycznych właściwości parabol, pozwalają na znacznie szybsze wyznaczenie największego momentu dodatniego oraz

przekroju niebezpiecznego niż dotychczasowy sposób, polegający na przyrównaniu do zera równania sił poprzecznych. Wzory te mają przede wszystkim znaczenie dla osób pracujących stale przy obliczaniu konstrukcyj żelbetowych.

#### Fundamenty.

*Obliczenie statyczne kesonów stalowych.* W Nr 12 „P. T.” podany został sposób obliczenia kesonu stalowego. Autor rozpatruje w sposób bardzo przejrzysty poszczególne siły zewnętrzne, działające na keson oraz kolejne wypadki układów tych sił, na jakie keson należy liczyć. Na zakończenie podaje w całości przykład liczbowy kesonu zapuszczonego w piaszczyste dno rzeki na głębokość 24.30 m przy głębokości wody 4.63 m.

## Wiadomości gospodarcze i prawne

### Budowa kanału Dunaj — Odra — Łąba.

Zagadnienie budowy kanału Dunaj — Odra — Łąba jest obecnie tematem żywego zainteresowania się sfer technicznych i gospodarczych zarówno Czechosłowacji jak i Niemiec, i nie schodzi z łamów prasy fachowej i codziennej w tych państwach.

Projekt połączenia morza Północnego i Bałtyckiego z morzem Czarnym śródlądową drogą wodną sięga 1901 r., kiedy to wydano w b. Austro - Węgrzech specjalną ustawę, dotyczącą budowy drogi wodnej Dunaj - Odra - Łąba - Wisła - Dniestr.

Po wojnie światowej inicjatywę budowy kanału Dunaj — Odra — Łąba podejmuje i szczególnie dobitnie podkreśla jej konieczność rząd C. S. R.

Obecnie szereg instytucji gospodarczych zwraca się do rządu republiki z apelem definitywnego rozstrzygnięcia tego zagadnienia.

Związek Przemysłowców Półn. Moraw i Śląska wysuwa sprawę budowy kanału w związku z koniecznością obniżenia taryf transportowych, jako warunku ożywienia eksportu czeskiego. Ogromne znaczenie tej drogi wodnej podkreślają izby handlowe w Pradze i Ołomuńcu.

W dniu 21.V. b. r. odbyło się w Morawskiej Ostrawie zebranie Narodowo - Gospodarczego Zrzeszenia, które również zajmowało się zagadnieniem budowy kanału i w tym kierunku wysunęło szereg konkretnych postulatów w obszernie zredagowanym memorandum do czynników decydujących.

Zrzeszenie domaga się stworzenia specjalnego funduszu dróg wodnych finansujących te inwestycje, uzgodnienia z Ministerstwem Kolei Żelaznych pewnych zmian w dotychczasowych i budowy nowych linii kolejowych w zasięgu przyszłego kanału oraz stworzenia specjalnego kolegium doradczego przy Ministerstwie Robót Publicznych.

W dniu 1.VI b. r. odbyło się w Pradze zebranie Centralnego Komitetu Budowy kanału Dunaj — Odra — Łąba pod przewodnictwem dr. Trebickiego i prez. Geislera z Ołomuńca, z udziałem delegacji niemieckiej izb handlowych we Wrocławiu i Szczecinie z prez. Fitznerem na czele, która omówiła i uzgodniła z czynnikami czeskimi w ogólnym zarysie szczegóły techniczne kanału.

Komitet przyjął rezolucję, stwierdzającą konieczność szybkiego wypracowania szczegółowego, technicz-

#### Różne.

*Możliwości w dziedzinie budowy okrętów w Polsce.* Kdr. inż. Czernicki w „P. T.” Nr. 9 r. 1937 omawia budowę stoczni Marynarki Wojennej w Gdyni. Rozpatruje możliwości fabrykacji poszczególnych części okrętów i dochodzi do wniosku, że poza turbinami i przyrządami nawigacyjnymi wszystko może być bez większych trudności wykonane w kraju.

#### Oznaczenia:

„Cz. T.” — „Czasopismo Techniczne”,

„P. T.” — „Przegląd Techniczny”,

„C.” — „Cement”,

„G. W. i T. S.” — „Gaz Woda i Technika Sanitarna”,

„P. B.” — „Przegląd Budowlany”.

nego projektu kanału i planu finansowej realizacji. Kanał biegłby na przestrzeni 300 km (240 km na terytorium C. S. R.) linią Bogumin - Prerów i rzeką Morawą do Dunaju. Pierwszym etapem prac ma być budowa połączenia Odra - Dunaj, po czym aktualnym byłoby odgałęzienie do Łąby. Kanał ma być dostępny dla statków pojemności 1000 t, co pociągnie za sobą ogromne prace inwestycyjne w kierunku odpowiedniego podniesienia poziomu wody, zwłaszcza w górnych częściach dorzecza Odry i Dunaju.

Zdaniem Komitetu Budowy, droga wodna Dunaj — Odra — Łąba umożliwi włączenie C. S. R. do wielkiej sieci dróg wodnych zach. i wsch. Europy i stworzy siłą faktu (240 km kanału na terytorium czeskim) centrum wszelkich transportów w zagłębiu morawsko-śląskim a w szczególności w Morawskiej Ostrawie jako przyszłym porcie przeładunkowym. Stworzy się w ten sposób warunki taniego importu rud z północy i eksportu czeskiego w kierunku na Szczecin, Hamburg oraz do krajów M. Ententy aż po Konstantynopol. Dotychczasowe transporty rud dla zagłębia morawsko - śląskiego kalkulują się o 45% drożej niż dla konkurencyjnych zagłębi belgijskich i reńsko - westfalskiego. Podobnie koszty frachtowe w cenach eksportowych przewyższają 6-cio krotnie fracht z Belgii i Niemiec. Droga ta umożliwi skierowanie wszelkich transportów niemieckich na południe. Transporty żelaza od r. 1932 do 1935 między Niemcami a Rumunią wzrosły o 69%, między Niemcami a Bułgarią, Jugosławią, Turcją, i Grecją o 140% z Węgrami o 300%, a z Czechosłowacją tylko o 15%. Dzięki zaś transportowi wodnemu osiągnie się potaniecie tych transportów na przestrzeni Budapeszt — Szczecin o 56 — 69%; żelazo na odcinku Bukareszt — Berlin kalkuluje się o 43%, nafta z Płocki do Berlina o 60 — 75%, drzewo z Budapesztu do Hannoveru o 50 — 64% taniej.

Według zdania Centr. Kom. Budowy amortyzacja kosztów i uzyskanie rentowności kanału jest możliwe w czasie bardzo krótkim. Już w pierwszym roku istnienia przewidziany jest ładunek transportów przez kanał równy 10 milionom ton.

Przyjazd Prezydenta Beneša w sierpniu b. r. do Morawskiej Ostrawy i Witkowie dał sposobność zainteresowanym sferom do zmanifestowania konieczności budowy kanału Dunaj — Odra — Łąba.

W przemówieniu swym dyr. Federer wyraził przeświadczenie, że zainteresowanie Prezydenta sprawą kanału Dunaj — Odra upoważnia do prośby o przyjęcie

daru 1 miliona Kč, a jego udział w realizacji tego przedsięwzięcia będzie potężnym bodźcem do możliwie najszybszego wykonania budowy kanału. Prezydent Beneš zapewnił o swym pełnym zainteresowaniu projektem kanału, który określił jako niezwykle doniosły gospodarczo dla Czechosłowacji i będący nowym ogniwem współpracy gospodarczej między Czechosłowacją a Niemcami.

Ta deklaracja Prezydenta, złożona wobec czołowych przedstawicieli ciężkiego przemysłu zagłębia ostrawsko-karwińskiego w hutach witkowieckich, nabiera specjalnego znaczenia i wskazuje niewątpliwie na pełne zrozumienie doniosłości tej inwestycji u czynników kierowniczych.

Równocześnie złożono prezydentowi obszernie memorandum o gospodarczym znaczeniu projektowanego kanału. W ogólnych zarysach naszkicowano również techniczną stronę jego realizacji. Kanał Odra — Dunaj projektowany jest z Bogumina przez Přerów na przestrzeni 256 km a wraz z uszlachetnionym odcinkiem Odry z Bogumina do Kozła w Niemczech na trasie 316 km. W wypadku włączenia Łaby do systemu kanałowego, zwiększy się ogólna długość o 170 km. Koszt realizacji preliminuje się na 3 miliardy Kč., z czego 1.800 mio. wypada na czeski odcinek Odra — Dunaj (długości 256 km). Przy rozłożeniu budowy na okres 6 lat nakład roczny wyniesie 300 mio. Kč. prócz odsetek interkalarynych, które wraz z amortyzacją za okres budowy rosłyby równomiernie od 18 mio. Kč. rocznie (w 1-szym roku budowy) do 108 mio. Kč. (w 6-tym roku budowy). Realizacja kanału wymagała by wskutek tego, by państwo poręczyło oprocentowanie (6%) i amortyzację inwestycji w wysokości 2,1 promille (w 1-szym roku budowy) do 12,7 promille (w 6-tym roku budowy) ogólnego budżetu państwowego.

Wysunięto następujące argumenty z punktu widzenia korzyści gospodarczych:

1) realizacja kanału jest najbardziej celowym i produktywnym środkiem radykalnego zmniejszenia bezrobocia bez specjalnych nakładów ze strony państwa,

2) państwo zyskuje pośrednio na opłatach i podatkach; porównanie 6% odsetek i amortyzacji inwestycji wyrównują zwiększone dochody z transportów kanałem, z opłat kanałowych, z podatków i opłat przedsiębiorców transportowych na kanale,

3) obniżenie taryf transportowych o 30—40% w stosunku do obecnych taryf kolejowych,

4) realizacja kanału oznacza potanieenie transportu do Francji, Belgii, Holandii, państw północnych, Niemiec, Węgier, państw bałkańskich i Małej Ententy (przede wszystkim import rudy, eksport węgla, koksu i żelaza) oraz zwiększenie dochodów z transportów tranzytowych.

Memorandum podkreśla szczególną doniosłość kanału dla zagłębia ostrawsko - karwińskiego. Transporty zagłębia osiągają przeciętnie rocznie 2.7000 mio. ton, zatem  $\frac{1}{4}$  spodziewanych transportów na kanale. Przy taryfie niższej o 30—40% od obecnej taryfy kolejowej a więc przy kosztach transportu 15—30 Kč. za tonę zagłębie oszczędzi 40 — 80 mio. Kč. Obniżenie kosztów transportu zwłaszcza w cenie eksportowej jest koniecznym warunkiem podniesienia zdolności konkurencyjności na rynkach zagranicznych, wobec niemożności obniżenia kosztów surowca i pracy. Racjonalizacja bowiem i intensyfikacja produkcji w zagłębiu, szczególnie w hutach witkowieckich stoi w chwili obecnej na najwyż-

szym poziomie techniki. Wskazuje się również wyraźnie, że w razie dalszej zwłoki z budową kanału, istnieje niebezpieczeństwo wyeliminowania zagłębia z konkurencji na rynkach międzynarodowych. W roku bowiem 1950 ma być ukończona budowa kanału Ren — Dunaj, który umożliwi eksport węgla niemieckiego z zagłębia Ruhry do Wiednia po cenie niższej od węgla ostrawskiego dzięki temu, że statki w drodze powrotnej ładowały by surowce, a w szczególności rudę austriacką. Równocześnie ciężki przemysł zachodnich Niemiec uzyskał by nową tanią drogę wodną na Bałkany. Memorandum zajmuje się techniczną stroną budowy samego kanału. Prace przygotowawcze w kierunku uszlachetnienia rzek, wchodzących w system przyszłego kanału, określone zostały już w ustawie z dnia 27.III.1931, która tworzy w tym celu fundusz państwowy z przydziałem 70 mio. Kč. rocznie z budżetu państwowego w okresie 1931—1942. Ustawa przewiduje uszlachetnienie średniego biegu Łaby od Mielnika do Pardubic i Weltawy od Budziejowic do Pragi, polepszenie warunków spławności na Dunaju, wybudowanie portów w Bratisławie, Komarnie i Parkanach, uszlachetnienie dolnego biegu Morawy i Wagu, przeprowadzenie prac regulacyjnych na międzynarodowej Odrze (Mor. Ostrawa - Bogumin). Większość tych prac została już wykonana. Pozostaje jeszcze zrealizowanie części kanału Děvin - Hodonin, rozstrzygnięcie kwestii połączenia dorzeczy Beczwy i Odry, wypracowanie i przestudiowanie projektów zaopatrzenia w wodę kanału w górnych jego partiach między Beczwą i Odrą oraz między Łabą i Morawą, ewentualnie także uszlachetnienie Morawy.

Prasa czeska, komentując szeroko zaktualizowanie sprawy kanału, podkreśla, że przekazanie jego realizacji inicjatywie kapitału prywatnego odwleka i odwleka w dalszym ciągu przystąpienie do prac ostatecznych. „Duch Czasu” nr. 199 z dnia 25.VIII b. r. wskazuje na konieczność szybkiej realizacji wobec polskich projektów połączenia kanałowego Odry z Wisłą, Sanem i Prutem do morza Czarnego, co oczywiście pociągnęłoby wobec krótszej i tańszej drogi większość transportów zachodniej Europy, przede wszystkim zaś niemieckie.

W związku z pobytem Prezydenta Beneša w Morawskiej Ostrawie zabrał głos w sprawie budowy kanału Dunaj — Odra dziennik hamburski „Deutsche Verkehrs Nachrichten” oraz „Morgenzeitung” w Morawskiej Ostrawie (Nr. 240 z dn. 1.IX 1937 r.) p. t. „Niemcy i projektowany kanał Dunaj — Odra”.

Dziennik ten wyraża przekonanie, że ofiarowanie prezydentowi 1 miliona Kč. nie oznacza jeszcze rozpoczęcia budowy, nie mniej jednak jest dowodem, że sprawa wkracza na tory szybkiej realizacji.

Dziennik ten podnosi jedno zasadnicze zastrzeżenie. Kanał spełni rolę wielkiej południowo - wschodniej drogi wodnej tylko wówczas, jeżeli po za kanałem Odra — Dunaj z Raciborza przez Přerów, dojdzie do skutku realizacja odgałęzienia z Přerowa w kierunku Pardubic do Łaby. Tymczasem w preliminarzu ewentualnych kosztów budowy obliczonych na 3 miliardy koron uwzględniono tylko odcinek Odra — Dunaj, natomiast nie wzięto pod uwagę kosztów budowy odgałęzienia z Přerowa w kierunku Pardubic do Łaby, które wyniosą jeszcze co najmniej 1,5 miliarda Kč. w odcinku czeskim. Prace na terytorium Rzeszy Niemieckiej pociągną za sobą dalsze koszty w wysokości 70 mio. marek niemieckich.

W konkluzji dziennik stwierdza jeszcze raz, że tylko realizacja całego projektu kanału Odra — Dunaj —

Łąba przyczyni się do powstania nowej wspaniałej drogi wodnej łączącej morze Bałtyckie i Północne z Czarnym. Powodzenie całego projektu zależy wyłącznie, jak wykazują cyfry, od stanowiska Czechosłowacji.

W dniu 30 września b. r. udała się do Niemiec wycieczka posłów i senatorów okręgu ostrawskiego celem obejrzenia prac wodnych na Odrze na odcinku Koźle — Wrocław i nowobudującego się kanału Adolfa Hitlera Gliwice — Koźle. Fakt ten stoi w ścisłym związku z ożywioną ostatnio akcją propagandy na rzecz jaknajśpieszniejszej realizacji projektu kanału Odra — Dunaj — Łąba. Wycieczka miała charakter wyłącznie gospodarczy i celem jej było stwierdzenie możliwości planowego uszląpnienia Odry na terytorium niemieckim. Wycieczka ta wywołała żywe echo w kołach gospodarczych i w prasie. Niektóre dzienniki doszukiwały się w wycieczce parlamentarzystów pewnego gestu politycznego.

Rządowa prasa czeska stwierdza, że od czasu objęcia władzy przez narodowych socjalistów i równoczesnego ochłodzenia stosunków z Niemcami—sprawa kanału jest pierwszą zasadniczą platformą, na której może dojść do współpracy gospodarczej zwłaszcza, że Niemcy wyraziły zgodę na podjęcie koniecznych prac przygotowawczych z chwilą, gdy przystąpi się do nich również na terenie Czechosłowacji.

W kołach gospodarczych Czechosłowacji podkreślano, że zainteresowanie Niemiec w szybkiej realizacji projektu jest co najmniej równie silne jak w Czechosłowacji oraz, że wypowiedzenie przez Niemcy klauzuli traktatu wersalskiego o umiędzynarodowieniu rzek niemieckich a w szczególności Łąby nie może mieć w stosunku do Czechosłowacji szkodliwych następstw w praktyce, ponieważ w wypadku utrudnień czynionych statkom czeskim istnieje zawsze możliwość zastosowania represyj na czeskim odcinku Łąby. Równocześnie jednak czynniki gospodarcze zdają sobie sprawę z tego, że zarówno obecne warunki polityczne jak i względy gospodarcze mogą wytworzyć po stronie niemieckiej nastroje przychylniejsze raczej dla projektu połączenia morza Bałtyckiego z Czarnym przez Wisłę, Dniestr, i że wygrać tu może jedynie ten, kto szybciej zrealizuje projekt kanału. Wywołuje to oczywiście w czechosłowackich kołach gospodarczych poważne obawy i służy jako jeden z najmocniejszych alutów w akcji propagandowej na rzecz preeliminowania koniecznych funduszy i jaknajszybszej budowy kanału Dunaj — Odra — Łąba.

Zwłaszcza żywy niepokój wzbudziły niedawne notatki w prasie polskiej, która uważa sprawę budowy połączenia wodnego Bałtyku z morzem Czarnym przez Wisłę i Dniestr za przesądzoną. Projektowane, według prasy czeskiej, przez rząd polski włączenie rewiru Górnego Śląska do sieci kanału i połączenie z budującym się kanałem Adolfa Hitlera oznaczałoby zupełną klęskę planu czeskiego.

J. W.

### **Przyszłość zakładów o sile wodnej wobec postępu technicznego i przemian w strukturze gospodarki energetycznej.**

W Nr. 9 czasopisma „Deutsche Wasserwirtschaft” z r. b. opublikowano treść odczytu p. Hansa Christallera wygłoszonego w Stowarzyszeniu Niemieckiej Gospo-

darki Wodnej w Berlinie 18.II r. b. Odczyt ten daje ciekawy obraz ewolucji, jaką przechodzi technika i gospodarka energetyczna w Niemczech współczesnych oraz głębokich zmian, jakie zachodzą wskutek tego w warunkach pracy i współzawodnictwa zakładów, opartych o różne źródła energii, ze szczególnym uwzględnieniem roli zakładów wodnych.

Ponieważ wywody p. Christallera noszą charakter raczej ogólny i są oparte na zjawiskach gospodarczych zupełnie analogicznych do zachodzących w innych krajach o podobnym poziomie gospodarczym, warto się z nimi zapoznać, bowiem i w Polsce obserwujemy już początki tego samego procesu.

P. Christaller przypomina, że dzisiejszy konsument energii czerpie ją nie bezpośrednio z zakładów, lecz z sieci okręgowej przewodów wysokiego napięcia, w której włączone są zakłady oparte o różne źródła energii. Sieci okręgowe połączyły się z czasem t. zw. liniami dalekosiężnymi, co umożliwiło przesyłanie energii do odległych okręgów a nawet do obcych krajów. Wszystko to wywołało w Niemczech żywy proces racjonalizacji produkcji energii. Ewolucja ta bynajmniej nie jest jeszcze zakończona i pociąga za sobą ciągłe zmiany w istniejącym już układzie stosunków. Rezultatem tego są rosnące trudności przy ocenie ekonomicznego efektu pracy zakładów energetycznych różnego typu oraz rosnące sprzeczności co do zdolności konkurencyjnej różnych źródeł energii. Powodem tego są głębokie zmiany, jakie czyni stały wzrost i różniczkowanie się konsumpcji energii w warunkach pracy poszczególnych zakładów, a tym samym w kosztach własnych produkcji.

Również stały postęp techniki w dziedzinie budowy i eksploatacji zakładów energetycznych wprowadza zmiany do kalkulacji zakładów.

Ostatnio przybył jeszcze jeden czynnik, nabierający szybko coraz większego znaczenia — względy ogólnopolskiej państwowej gospodarki. Czynnik ten nie zawsze jest w zgodzie z lokalnymi interesami elektrowni i ich przeważnie krótkowzroczną kalkulacją.

Jakże w tych skomplikowanych warunkach oceniać i porównywać ze sobą wartość różnych źródeł energii i jaka zapowiada się tu przyszłość?

Zacznijmy od najwięcej może interesującej hydrotechników sprawy — od postępu technicznego i przemian z nim związanych. Rozpatrując po kolei różnego rodzaju energii należy stwierdzić, że:

A) **Siły wodne**, jako tanie w eksploatacji, lecz kosztowne w inwestowaniu, przedstawiają szczególnie wdzięczne pole dla pomysłów potaniających budowę zakładów.

Jeżeli chodzi o zakłady o niskim spadzie (przeważnie na kanalizowanych rzekach) pewne oszczędności daje standaryzacja maszynowego i elektrycznego ich wyposażenia. Jeżeli fabrykom da się czas na zorganizowanie seryjnego wyrobu potrzebnych urządzeń, można osiągnąć na nich 5—10% oszczędności. W porównaniu z ogólnymi kosztami tego rodzaju zakładów (patrz rys. 1), daje to niewielki efekt finansowy. Przy zakładach zbiornikowych o większych spadach taka standaryzacja urządzeń jest w praktyce niemożliwa, a zresztą bezcelowa, bowiem w tego rodzaju zakładach maszyny i części elektryczne stanowią drobną część ogólnych kosztów budowy (patrz. rys. 2).

Innym sposobem potaniania budowy jest stosowanie nowych rozwiązań w układzie i konstrukcji zakładu. Jako swego rodzaju rewelację należy odnotować kon-

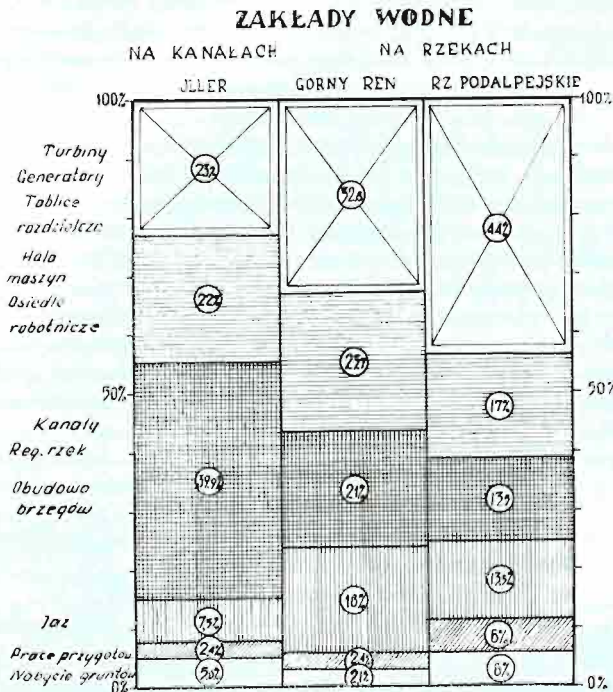
strukcję zakładu w Rostin na Persancie oddanego do eksploatacji w 1936 r. Turbogeneratory tego zakładu umieszczone są w rurach przepływowych o  $\varnothing$  1,80 m i schowane we wnętrzu jazu przelewowego. Oszczędzono w ten sposób na koszcie budynku turbinowego i fundamentach oraz zredukowano straty na spadzie dzięki znacznemu wyprostowaniu trasy przepływu strug wodnych przez turbiny.

Zaczęto stosować już i wręcz odwrotne niż w Rostin rozwiązanie, umieszczając jaz w budynku turbinowym, usytuowanym w korycie rzeki. Np. w Kembs na Re-

fachowiec, rozmiłowany w dążeniu do doskonałości technicznej do tego stopnia, że traci z oczu zasadniczy cel budowy — stworzenie źródła opłacalnej produkcji.

3) Nie ogłaszać przetargów i nie uruchamiać budowy przed zakończeniem wszystkich prac przygotowawczych.

Niepewne warunki fundowania budowli, niedostatecznie przemyślane kwestie transportu, zaopatrzenia placu budowy w wodę i energię, przydatności do budowy miejscowych materiałów budowlanych itp. uwzględnia każdy przedsiębiorca stający do przetargu przez asekurowanie się dodatkem „na ryzyko”. Dodatek ten poważnie podnosi koszt budowy, lecz to nie wszystko. W miarę ujawniających się w czasie budowy trudności inżynieruje się różne środki zaradcze, sprowadzone ma-



Rys. 1. Koszty budowy zakładów rzecznych i kanałowych.

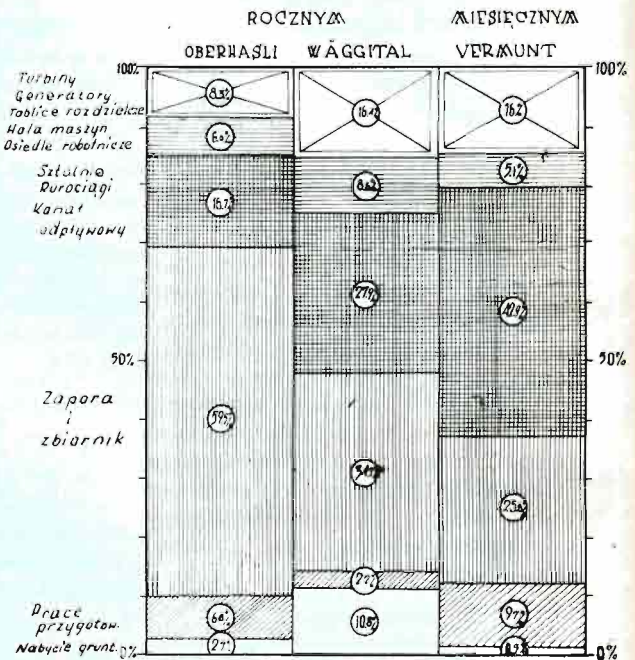
nie przepuszcza się 850 m<sup>3</sup>/sek. wody przez sztolnie założone w fundamentach zakładu. Oszczędności osiągnięte przy takim rozwiązaniu, podobnie jak i w Rostin, wydają się znaczne, szczególnie przy trudnych warunkach fundowania, ze względu jednak na krótkie istnienie obu obiektów, byłoby przedwczesnym ostatecznie wypowiedzieć się w tym względzie, bowiem wady mogą się jeszcze czasem ujawnić, a zresztą nie wszędzie dadzą się zastosować takie rozwiązania.

Do środków mogących się również przyczynić do potania budowy należy zaliczyć unikanie wszelkich kosztów zbytecznych bądź ekonomicznych nieuzasadnionych.

1) Nie przesadzać w zbyt nim unowocześnianiu zakładów. Należy zawsze upewnić się, czy precyzyjne maszyny, automaty, względnie pomysłowe, lecz skomplikowane konstrukcje nie obniżą niepotrzebnie ekonomicznego skutku pracy zakładu, szczególnie, gdy energia jest tania, a kapitał drogi.

2) Nie przesadzać w technicznym wyposażeniu placu budowy. Nie przestrzeganie tej zasady daje częsty dziś (w Niemczech) paradoksalny efekt, że koszty jednostkowe wielu robót masowych na dużych budowach wypadają wyższe od kosztów na budowach małych, jeżeli uwzględnić wszystkie prace przygotowawcze i urządzenia pomocnicze. Winę ponosi tu najczęściej dzisiejszy inżynier, doskonały

**ZBIORNIKI O WYRÓWNIANIU**



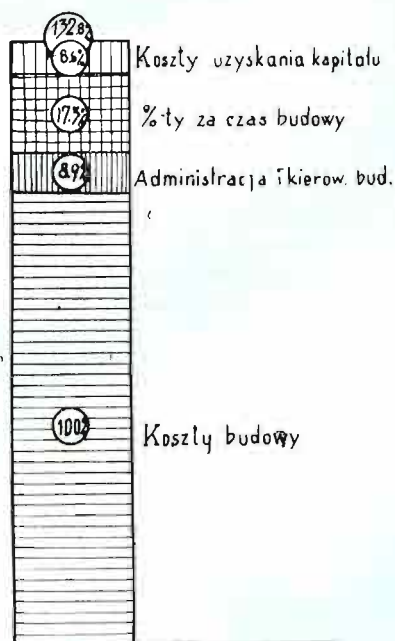
Rys. 2. Koszty budowy zakładów zbiornikowych.

szyny okazują się nieodpowiednie, harmonogram prac kolejnych nie daje się utrzymać, kierownictwo musi zmieniać dyspozycje; wszystko to prowadzi do znacznych przekroczeń kosztorysu. Zakłady wodne wyrobiły sobie już pod tym względem w Niemczech smutną sławę.

4) Nie ustalać zbyt krótkich terminów wykonania budowy. Jeżeli zwyktemu tempu budowy towarzyszy nie zawsze dobra organizacja pracy, to przy „amerykańskim” tempie przeważnie bywa znacznie gorzej. Konieczność pośpiechu na wszystkich placach budowy jednocześnie zmusza przedsiębiorcę do posiadania wielkiego parku maszynowo-narzędziowego, co powoduje duże odpisy na amortyzację. Wskutek konieczności pośpiechu przedsiębiorca żąda wyższych cen, pośpiech bowiem podnosi koszt własny wielu robót i wymaga większego kapitału obrotowego. Dłuższe terminy budowy i polityka inwestycyjna państwa oparta na wieloletnim programie (a więc zapewniająca ciągłość pracy przedsiębiorstwom budowlanym) — dać mogą, jak widać, poważną niżkę kosztów budowy.

5) Dążyć do obniżenia kosztów uzyskania kapitału budowy i jego

o p r o c e n t o w a n i a. Jak duże to mogą być koszty, wystarczy zaznaczyć, że wynosiły one dla każdego z 3-ech szwajcarskich zakładów zbiornikowych Oberhasli, Wägital i Vermunt (patrz rys. 3) średnio około 24% od właściwych kosztów budowy. Ponieważ w Niemczech koszty kapitałowe są wyższe, pozycje te jeszcze poważniej obciążają tu zakłady.



Rys. 3.

W związku z tym możnaby sądzić, że tworzenie kapitałów budowy drogą emisji akcji lub obligacji, nie jest dobrym pomysłem, ze względu na nieuniknione disagio tych papierów.

Tak się, ogólnie rzecz biorąc, przedstawia sprawa potaniania budowy zakładów wodnych.

Pozostaje jeszcze wyjaśnić, czy koszty eksploatacyjne tych zakładów dadzą się również zmniejszyć i w jaki sposób?

Należy tu zważyć, że przy zakładach wodnych roczne koszty stałe produkcji wynoszą 8—10% kosztów budowy, zaś procenty i amortyzacja kapitału stanowią 5—6%, czyli  $\frac{1}{2}$  rocznych wydatków. W zakładach ciepłokowych koszty stałe sięgają 14—16% kosztów budowy, za to obsługa kapitału wynosi tylko  $\frac{1}{3}$  kosztów rocznych. Widać z tego, że sposobu zmniejszenia kosztów eksploatacyjnych zakładu wodnego należy szukać przede wszystkim w obniżeniu wydatków na obsługę kapitału. Podobny skutek ma obniżenie podatków, czynszu wodnego itp. W krajach, które weszły już na tę drogę uzyskano, w porównaniu z Niemcami, zmniejszenie kosztów eksploatacji o 10—20%.

#### B) Zakłady ciepłokowe.

W tej dziedzinie najważniejszym bodaj postępem lat ostatnich jest rozejście się dróg ewolucji zakładów o obciążeniu stałym i zakładów szczytowych.

Pierwszy rodzaj zakładów stara się osiągnąć coraz wyższe współczynniki skutku użytecznego swych maszyn, wyzyskać do maksimum materiały opalowe, oraz zdobywać coraz dłuższe okresy pracy dobowej dla swej instalacji.

Zakłady „szczytowe” dążą zaś do maksymalnego potaniania kosztów zainstalowania 1 KW mocy, uwa-

żając kwestię wydajności maszyn za drugorzędną. Za to maszyny te muszą być łatwe do natychmiastowego uruchamiania i zatrzymywania oraz wytrzymywać zmiany obciążenia w jaknajszerszych granicach.

Co się tyczy kosztów budowy zakładów o obciążeniu stałym, to od około 10 lat nie oszczędniejszego nie udaje się wymyślić i przy największych nawet instalacjach koszt 1 KW nie spada poniżej 250 RM, wbrew temu, co twierdzą różni entuzjaści techniki parowej, którzy zawsze zapominają doliczyć koszty urządzeń pomocniczych (kondensacja pary, konweyery węglowe itp.), względnie koszty wyposażenia elektrycznego.

Sprawa potaniania kosztów ruchu przedstawia się natomiast nieco lepiej. Oszczędności można tu uzyskać stosując wyższe ciśnienie pary, ma to jednak tę słabą stronę, że pociąga za sobą wzrost kosztów budowy, wskutek droższej instalacji dla obiegu wody. Fachowcy obliczają na przykład, że zakład pracujący parą sprężoną do 100 atm. jest droższy w budowie o około 20 RM na 1 KW mocy od zakładu z prężnością pary tylko 28 atm. Ten wzrost kosztów w zestawieniu z tańszą o 10—15% produkcją prądu daje jednak pewną oszczędność, o ile tylko przeciętne obciążenie zakładu nie jest zbyt małe (50—80% zainstalowanej mocy). Oszczędność ta może być bardzo poważna o ile parę odlotową o wysokiej temperaturze można wykorzystać przemysłowo na miejscu. Ponieważ rzadko to się zdarza, elektrownie okręgowe w Niemczech po za prężność pary 35 atm., uważaną na razie za optimum, nie wychodzą.

Z powyższego wynika, że horoskopy co do potaniania produkcji zakładów ciepłokowych o stałym obciążeniu nie przedstawiają się różowo z punktu widzenia postępu technicznego. Inaczej przedstawia się sprawa, jeżeli chodzi o ciepłokowe zakłady szczytowe.

Towarzystwo elektryczne AEG podaje, że obecny koszt zainstalowania 1 KW w takich zakładach daje się zredukować do 150 RM (z pominięciem kosztów wyposażenia elektrycznego).

Rysują się tu już dalsze możliwości, tym łatwiejsze, że nie chodzi o duży skutek użyteczny kotłów i maszyn ze względu na krótkotrwałość ich dziennej pracy. Niedawny wynalazek opalania kotłów pyłem węglowym pozwolił znacznie powiększyć elastyczność ich pracy. Obecnie wielką przyszłość wróżą nowym amerykańskim kotłom systemu Velox, szczególnie, jeżeli się uda je zastosować również do opalania pyłem węglowym. W pełnym też toku są prace badawcze nad możliwością skonstruowania turbiny pyłowęgłowej, o bardzo łatwym rozruchu i niskich kosztach eksploatacji.

C) Zakłady wietrzne nie wykazują dotychczas żadnej żywotności, pozostając niesłusznie w zupełnym zapomnieniu. Swego czasu zaczęto się żywo interesować energią wiatru, lecz prędko przyszło zniechęcenie, gdy stwierdzono, że jest to energia o bardzo zmiennej wydajności, spadającej często do zera, a jednocześnie dość kosztowna w ujarzmanniu. Siecie okręgowe nie istniały jeszcze wówczas, to też wahania i niepewność produkcji tego rodzaju zakładów wpływały fatalnie na ocenę jej wartości użytkowej, którą ustalono na 0.50 — 0.75 Pf. za 1 KW. Przy takiej stawce budowa zakładów wietrznych nie kalkulowała się zupełnie. Powstanie sieci okręgowych stworzyło zupełnie nowe warunki dla eksploatacji energii wiatru i należy przypuszczać, że wystarczyłoby wynalezienie typu taniego, a wydajnego koła

wietrznego (dobry typ wieży ruchomej już istnieje), aby siłę wiatru zaczęto eksploatować na większą skalę.

Kończąc na tym przegląd warunków i koniunktury, jakie stwarza nowoczesna technika dla współzawodnictwa w wyścigu pracy zakładów opartych o różne źródła energii, omówienie zmian, jakie wnoszą w te stosunki 2 pozostałe czynniki tj. nowoczesne formy organizacji produkcji i konsumpcji energii oraz względy ogólno-państwowej polityki gospodarczej odkłada się z braku miejsca do następnych numerów „Gospodarki Wodnej”.

*Inż. T. Borowy.*

## Utworzenie urzędów gospodarstwa wodnego w Niemczech.

Jak donosi „Deutsche Wasserwirtschaft nr. 10 z 1937 r., sprawa planowości w gospodarstwie wodnym Niemiec (patrz „Gospodarka Wodna” 1935 r., str. 86) posunęła się o tyle naprzód, że zostały ustanowione urzędy gospodarstwa wodnego (Wasserwirtschaftsstellen) dla poszczególnych dorzeczy wzgl. ich części z następującym programem:

### I Badanie zasobów wodnych.

1. Sporządzenie map a) odpływu, b) wód gruntowych, c) terenów zalewowych.

2. Sporządzenie t. zw. map zbiornikowych, uwzględniających istniejące m o ż l i w o ś c i budowy zbiorników.

### II. Badanie zapotrzebowania wody.

## Recenzje i krytyki

*Inż. Alfred Rundo. Organizacja sygnalizacji i prognozy wezbrań zagranicą. Odbitka z „Wiadomości Służby Geograficznej” Nr. 4, 1936. Warszawa, 1936. str. 43.*

W pracy powyższej inż. A. Rundo, Kierownik Instytutu Hydrograficznego i znany hydrolog, podaje opis organizacji akcji ostrzegawczej i sygnalizacji powodziowej w poszczególnych krajach Europy Zachodniej i Środkowej.

W obszernym, skrupulatnie zebranych materiale ze źródeł naogół mało dostępnych lub nieznanymi przeciętnemu inżynierowi wodnemu, znajdujemy omówienie obowiązujących instrukcyj przeciwpowodziowych, sposobów nadawania meldunków o stanach wód i katastrofalnych opadach atmosferycznych, sposobów informowania zainteresowanych przez ogłaszanie biuletynów oraz innych szczegółów.

Praca została ułożona w ten sposób, że autor przedstawił stan sprawy osobno dla każdego państwa. Znajdujemy więc bogaty materiał dotyczący służby sygnalizacji wezbrań Francji, dowiadujemy się o rozwoju zagadnienia i obecnym stanie w Czechosłowacji, Austrii, Bawarii, Saksonii i Italii.

Omawiając organizację akcji przeciwpowodziowej w Italii, autor między innymi poruszył sprawę istniejących w tym kraju przepisów, które normują udział w akcji czynników wojskowych i społecznych.

Dla wszystkich naszych organów samorządowych lub rządowych, które z tytułu swych obowiązków stykają się bezpośrednio z akcją przeciwpowodziową, zapoznanie się z pracą inż. A. Rundo niewątpliwie będzie bardzo pożyteczne, wyciągając bowiem wnioski z doświadczeń ob-

1. Sporządzenie map niedoboru wody w chwili obecnej.

2. Sporządzenie podobnych map, uwzględniających przyszły rozwój gospodarczy kraju.

### III. Badanie jakości wody.

Dotychczas uruchomiono następujące urzędy:

- 1) w Berlinie dla dorzeczy Sprewy i Haweli,
- 2) we Wrocławiu dla dorzecza Odry po Niszę (włącznie),
- 3) w Hannoverze dla dorzecza Wezery łącznie z Werrą i Fuldą,
- 4) w Karlsruhe dla dorzecza Renu od granicy szwajcarskiej po ujście Menu,
- 5) w Kielonii dla prowincji Szlezwik-Holsztyn, Hamburga i prawobrzeżnej części dorzecza dolnej Łaby,
- 6) w Magdeburgu dla dorzecza Łaby od granicy czechosłowackiej po Magdeburg oraz
- 7) w Monachium dla dorzecza Dunaju.

Poza tym projektuje się jeszcze założenie następujących urzędów:

- 8) dla dorzecza Renu poniżej Moguncji,
- 9) dla dorzecza Menu,
- 10) dla dorzecza Amizy (Ems),
- 11) dla części dorzecza Łaby, położonej między Magdeburgiem a Hamburgiem,
- 12) dla dorzecza Odry poniżej ujścia Nissy,
- 13) dla Prus Wschodnich i rzek wybrzeża.

Urzędy te podporządkowano prezesom rejencji.

*Inż. Otton Faust.*

cych, łatwiejszą i pewniejszą będzie droga naszych własnych poczynań.

*Inż. Władysław Kellis*

**Charakterystyczne stany wody i objętości przepływu w ważniejszych profilach hydrometrycznych dorzecza Prypeci.** Państwowa służba hydrograficzna w Polsce. Warszawa. 1937. Nakładem Minist. Komunikacji. Str. 104. (résumé francuskie).

Pod powyższym tytułem ukazała się obszerna, źródłowa praca obejmująca materiały hydrometryczne Prypeci, Styru, Horynia, Słuczy, Jasioldy, Turii, Wyżewki, Bobryku i Cny. Na podstawie pomiarów hydrometrycznych z lat 1922—1925 podane zostały krzywe objętości przepływu dla szeregu przekrojów powyższych rzek. W dalszym ciągu praca zawiera definicje przyjętych charakterystycznych przepływów i stanów wody podanych w tabelach wydawnictwa.

Materiały dotyczące charakterystycznych wartości przepływu dla wspomnianych wyżej rzek zgrupowane zostały w tabelach w ten sposób, że każdy przekrój hydrometryczny ujęty jest w osobną tabelę, zawierającą stan wody, objętości przepływu w m<sup>3</sup>/sek., przepływy jednostkowe w l/s. km<sup>2</sup> dla całego okresu rocznego oraz dla okresu letniego (VI—X). Jako wartości charakterystyczne przyjęto przepływy: najwyższy notowany, brzegowy środkowy z najwyższych, środkowy ze średnich miesięcznych, środkowy z najniższych oraz najniższy notowany. Na końcu pracy podane jest zestawienie charakterystycznych objętości przepływu dla wszystkich profili badanych.



Praca powyższa będzie niewątpliwie niezwykle cennym materiałem przy projektowaniu wszelkiego rodzaju budowli hydrotechnicznych. Ze względu na niektóre zagadnienia o charakterze praktycznym oraz wiele zagadnień naukowych byłoby pożądanym podać dane o przepływach t. zw. średnich rocznych (arytmetyczna średnia) oraz przepływów o największej częstotliwości pojawiania się w okresie letnim. Przysporzyłoby to oczy-

wiście wiele trudności przy opracowaniu, dałoby jednak materiał pod każdym względem kompletny. Należy uznać za wskazane najszerze wykorzystanie materiałów powyższej pracy przez inżynierów-praktyków, szkoda tylko, że czytanie tekstu może utrudnić miejscami zbyt ciężki język i zbędne przeladowanie często powtarzającymi się bardzo ścisłymi terminami.

wk.

## Życie techniczne

### Ze Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej.

W dniu 1. X. b. r. odbyło się zebranie Zarządu Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej, na którym Zarząd ukonstytuował się, jak następuje: Prezes — Inż. E. Romański, Wice Prezes — inż. M. Prokopowicz i inż. T. Tillingier, Sekretarz — inż. K. Rodowicz, Zastępca Sekretarza — inż. H. Kalinowski, Skarbnik — inż. W. Świeścia-

kowski, Zastępca Skarbnika — inż. M. Chudzyński. Skarbnik inż. W. Świeściakowski złożył sprawozdanie ze stanu kasy i rachunków. Poruszano sprawę wydawnictw Stowarzyszenia i omawiano sprawę odczytów z dziedziny gospodarki wodnej. Zebrani uznali za wskazane zorganizowanie w okresie zimowym cyklu odczytów na tematy zaczerpnięte z dziedziny gospodarki wodnej, a tak żywo obchodzące szerokie koła techniczne i gospodarcze.

### Sprawozdanie finansowe Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej za okres od 1 stycznia do 31 grudnia 1936 r.

Przychody					Rozchody						
Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a				Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a			
		Pojedyn.		Razem				Pojedyn.		Razem	
		zł	gr	zł	gr			zł	gr	zł	gr
1	<b>Pozostałość na 1.1.36 *)</b>					1	<b>Wydawnictwa:</b>				
	a) kasa . . . . .	229	56				a) brosz. inż. Górskiego (1500 egzemplarzy)	2.043	45		
	b) rach. czek. P. K. O. . . . .	211	14				b) Mapa Polskich Dróg Wodnych (3000 egzemplarzy)	4.328	50	6.371	95
	c) " bież. K. K. O. . . . .	6.203	—	6.643	70						
2	<b>Składki członkowskie:</b>					2	<b>Gospodarka Wodna</b>			9.409	80
	a) za 1932 r. . . . .	6	—			3	<b>Administracja:</b>				
	b) " 1933 " . . . . .	18	—				a) wynagrodzenia . . . . .	304	25		
	c) " 1934 " . . . . .	42	—				b) opłaty pocztowe i manipulac.	106	96		
	d) " 1935 " . . . . .	105	—				c) przejazdy . . . . .	5	70		
	e) " 1936 " . . . . .	780	—				d) materiały piśmienne . . . . .	74	65	545	56
	f) " 1937 " . . . . .	19	—	970	—						
3	<b>Wydawnictwa:</b>										
	a) broszury . . . . .	746	13								
	b) Mapy Dróg Wodnych . . . . .	1.076	—								
	c) ogłoszenia w broszurach . . . . .	335	—	2.157	13						
4	<b>Gospodarka Wodna:</b>										
	a) subwencje . . . . .	2.000	—								
	b) prenumeraty . . . . .	1.400	20								
	c) ogłoszenia i odbitki art. . . . .	5.278	95								
	d) różne z tyt. zwrotu kosztów handlowych . . . . .	7	80	8.686	95						
5	<b>Odsetki</b>			291	62						
	<b>O g ó ł e m</b>			18.749	40					16.327	31
										2.422	09
										18.749	40

\*) w tym na rach. „Gospodarki Wodnej” 1641,68 zł.

### Bilans netto na 31 grudnia 1936 r.

Akiywa				Passywa			
Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a		Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a	
		zł	gr			zł	gr
1	Rach. kasy . . . . .	386	45	1	Rach. składek członkowskich . . . . .	1.503	26
2	" czekowy P. K. O. . . . .	105	14	2	" „Gospodarki Wodnej” . . . . .	918	83
3	" bieżący K. K. O. . . . .	1.930	50				
	<b>S u m a</b>	2.422	09		<b>S u m a</b>	2.422	09

# Rachunek czasopisma „Gospodarka Wodna”

(1936 r.)

Przychody				Rozchody			
Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a		Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a	
		zł	gr			zł	gr
1	Saldo kasowe na 1.I.36 r. . . . .	29	84	1	Drukarnia . . . . .	3.724	74
2	Zaliczki od Stowarzyszenia . . . . .	6.600	—	2	Klisze . . . . .	919	07
3	Bezpośrednie wpływy z prenumerat i ogłoszeń . . . . .	2.809	80	3	Papier . . . . .	723	67
				4	Honorarium autorskie . . . . .	1.289	80
				5	Akwizytorzy . . . . .	1.484	15
				6	Administracja . . . . .	1.096	48
					R a z e m	9.237	91
					Pozostałość	201	73
	O g ó ł e m	9.439	64		O g ó ł e m	9.439	64

## Rachunek dłużników „Gospodarki Wodnej”

Winien				Ma			
Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a		Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a	
		zł	gr			zł	gr
1	Należność za ogłoszenia . . . . .	6.129	95	1	Wpłaty za ogłoszenia . . . . .	5.278	95
				2	Pozostałość do uregulowania . . . . .	851	—
	S u m a	6.129	95		S u m a	6.129	95

Skarbnik: Za Prezesa Sekretarz  
 (—) inż. Swieściakowski (—) Marian Prokopowicz (—) K. Rodowicz

Komisja Rewizyjna sprawdziła na posiedzeniu dnia 19 maja 1937 r.

(—) Dr. Inż. Józef Zaczek (—) Konopka (—) Inż. Wacław Bayer

### II Zjazd inżynierów służby wodno-komunikacyjnej.

W dniach od 5 do 8 września br. obradował II Zjazd inżynierów służby wodno-komunikacyjnej podległej Ministerstwu Komunikacji.

Zjazdy są organem doradczym Ministerstwa i celem ich jest opracowywanie ważniejszych spraw wodno-komunikacyjnych z dziedziny technicznej, gospodarczej i administracyjnej.

II Zjazd miał na celu przedyskutowanie problemu regulacji Wisły dolnej tj. pomorskiej, to też miejscem obrad było miasto Toruń. Posiedzenia odbywały się dnia 6.IX w sali Rady Miejskiej w starożytnym ratuszu. Zjazdowi przewodniczył wybrany jednomyślnie Inż. E. Romański, Dyrektor Biura Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji. Obecni byli przedstawiciele władz miejscowych i Prezes Polskiej Delegacji Rady Portu w Gdańsku. Poszczególne urzędy państwowe z całego kraju delegowały 62 inżynierów.

Na Zjeździe zostały wygłoszone następujące referaty: inż. Stefana Fercha p. t. „Zagadnienie organizacji państwowej służby wodnej”, inż. Stanisława Siebauera — „Podstawy hydrologiczne do projektu regulacji Wisły pomorskiej”, inż. Liberata Krasuckiego — „Zależność

kosztów wykonywanych robót wodnych od ciągłości kredytów” i inż. Wacława Bayera — „Sprawozdanie z prac komisji dla spraw administracyjno-technicznych”.

W wyniku ożywionej dyskusji uchwalono następujące wnioski:

I. „Drugi Zjazd Inżynierów Służby Wodno-Komunikacyjnej wyraża pogląd, że charakter tej służby wymaga w zasadzie w sprawach technicznych organizacji niespolonej.

Zjazd ponownie podkreśla ważność uchwały I (warszawskiego) Zjazdu, który wysunął zasadę, że obszar działania urzędów wodnych winien być dostosowany do naturalnego podziału dróg wodnych, to jest do dorzeczy.

Urzędy te winny obejmować całokształt służby wodno-komunikacyjnej, a więc oprócz budownictwa wodnego i komunikacji śródlądowej, także wykonanie ustawy wodnej.

Z uwagi na konieczność:

- a) usunięcia dwutorowości w państwowej administracji wodnej,
- b) umożliwienia układania jednolitego racjonalnego programu robót wodnych,
- c) umożliwienia osiągnięcia najlepszych rezultatów

finansowych z kredytów przeznaczonych na cele państwowej gospodarki wodnej,

d) umożliwienia prowadzenia jednolitej polityki personalnej w odniesieniu do służby wodnej —

Zjazd podkreśla potrzebę złączenia w zakresie działania Ministerstwa Komunikacji, jako w jedynym obecnie resorcie technicznym całości spraw wodnych, za wyjątkiem melioracji szczegółowych i zalesienia stoków górskich, jako związanych ściśle z zagadnieniami rolnictwa i przebudową ustroju rolnego.

W konsekwencji powyższego i biorąc pod uwagę duży rozwój robót wodnych w ciągu ostatnich dwu lat oraz zamierzone dalsze zwiększenie tych robót, Zjazd zwraca się z prośbą do Pana Ministra o przyspieszenie zamierzonego przez Pana Ministra utworzenia Departamentu Dróg Wodnych w Ministerstwie Komunikacji.

Zjazd zaznacza, że Pan Minister Rolnictwa i Reform Rolnych stworzył jest „centralny organ wodno-melioracyjny” w formie Głównego Inspektoratu Melioracji”.

II. „1) Wszelkie źródła kredytów na wodne roboty inwestycyjne i ich konserwację winny być skomasywane, a zapewnienie ich dopływu w czasie zabezpieczone drogą ustaw państwowych, określających koszt inwestycji, czas jej wykonania i formę zabezpieczenia środków finansowych.

2) Podstawą odnośnych ustaw winny być generalne projekty i obliczenia ogólnych kosztów inwestycji.

3) Dla realizacji programowych zamierzeń inwestycyjnych winny być kredyty z góry zapewnione conajmniej na okresy trzyletnie.

4) Dopływ tych kredytów w ciągu poszczególnych lat, jako funkcja trzech najgłówniejszych czynników budowy, t. j. podaży robotnika, ceny robocizny i materiałów oraz wydajności pracy, winien być tak dostosowany, aby przeznaczony na budowę pieniądź był najcelowiej i najekonomiczniej wyzyskany.

5) Z uwagi na specjalny charakter robót publicznych, zajmujących tak poważny odsetek w ogólnych wydatkach państwowych i samorządowych oraz z uwagi na konieczność stosownego ich finansowania w pewnych okresach roku, Zjazd podnosi celowość rozważenia przesunięcia początku roku budżetowego na dzień 1 stycznia”.

Zjazd wybrał nowy Komitet w osobach inż. inż.: St. Fercha, Sommera i M. Chudzyńskiego i powierzył zorganizowanie w 1938 r. III-go Zjazdu w Krakowie, celem omówienia zagadnienia drogi wodnej Zagłębie Węglowe — Sandomierz oraz problemów wodnych związanych z Centralnym Okręgiem Przemysłowym.

Oprócz obrad w Toruniu członkowie Zjazdu objeżdżali Wisłę dolną poczynając od Włocławka aż do ujścia w Schiewenhorst, zapoznając się z obecnym stanem rzeki i przeprowadzając szereg dyskusji, związanych z regulacją i uzęglownieniem naszej głównej arterii wodnej.

Szczegółowo zapoznano się ze stanem urządzeń w Brdyjuściu pod Bydgoszczą, gdzie kanał Bydgoski łączy się z Wisłą oraz obejrzano nowoczesne urządzenia stoczni rzecznej w Tczewie.

Prezes Polskiej Delegacji Rady Portu w Gdańsku inż. Wierciński wraz z urzędnikami Rady Portu pokazał uczestnikom Zjazdu urządzenia portowe w Gdańsku i udzielił technicznych wyjaśnień.

Referat o gdańskich drogach wodnych wygłosił inż. Rożankowski.

Na zakończenie Zjazdu członkowie byli podejmowani przez Polską Delegację Rady Portu, gdzie wspólnie omawiano techniczne problemy, dotyczące dróg wodnych miasta Gdańska i znaczenia portu gdańskiego dla zydent Rady Portu Dr. J. A. Nederbragt.

Zebranie zaszczytliwą obecnością Komisarz Generalny Rzplitej w Gdańsku Minister M. Chodacki i prezydent Rady Portu Dr. J. A. Nederbragt.

Minister Chodacki żywo interesował się sprawami komunikacji wodnej, a w szczególności usprawnieniem żeglugi na Wiśle.

## Otwarcie portu w Płocku.

W dniu 9. X. b. r. dokonane zostało poświęcenie i otwarcie portu handlowego na Wiśle w Płocku. W uroczystości dzięki udział: Minister Komunikacji J. Ulrych, Wice-Minister inż. J. Piasecki, Dyrektor Biura Dróg Wodnych Min. Komun. inż. E. Romański, Dyrektorowie Departamentów Min. Kom., Naczelnik Wydziału Dróg Wodnych w Urzędzie Wojew. w Warszawie inż. K. Rodowicz, przedstawiciele władz miejscowych państwowych, samorządowych, przedstawiciele miast Płocka i Łodzi, przedstawiciele prasy i wielu innych. Licznie zebrane delegacje miejscowych garnizonów wojskowych, szkół, stowarzyszeń etc. stanowiły piękne ramy uroczystości włączenia nowego portu do sieci polskich dróg wodnych, a tym samym do ogólnej sieci komunikacyjnej.

Nowo-otwarty port o łącznej powierzchni 43,5 ha (w tym 11,5 ha pow. wodnej) i przewidywanej sprawności przeładunkowej ponad 200.000 ton rocznie stanowi jedyny punkt przeładunku z wody na drogi lądowe i odwrotnie na przestrzeni Wisły od Warszawy do Torunia.

Ruch towarowy na Wiśle — nrówił inż. K. Rodowicz — nawet przy jej dzisiejszym nieuregulowanym stanie wykazuje w Płocku dążność stałego wzrostu. W ciągu 6 lat ostatnich obrót ten wzrósł o 150% dosięgając 50.000 ton rocznie. Z chwilą obecną, gdy port w Płocku uzyskał połączenie bocznicą kolejową z ogólną siecią komunikacyjną kraju, powstają dlań nowe możliwości przy zastosowaniu frachtów łamanych na szlaku Gdynia — Gdańsk — Płock — Łódź.

Na budowę portu wydatkowane dotychczas ok. 3.700.000 zł.; potrzeba jeszcze do całkowitego wykończenia ok. 1.500.000 zł. Najpilniejszą sprawą jest zaopatrzenie wykończonego nabrzeża kolejowego w elektryczne dźwigi, które przyspieszą, potanią i usprawnią przeładunek pomiędzy wodą a koleją i wpłyną dodatnio na zwiększenie ruchu w porcie.

## Posiedzenie Rady Technicznej Ministerstwa Komunikacji.

W dn. 18. X. b. r. w obecności Wice-Ministra inż. J. Piaseckiego odbyło się posiedzenie Rady Technicznej Min. Kom. poświęcone po raz pierwszy zagadnieniu z dziedziny dróg wodnych.

Przedmiotem obrad była sprawa przebudowy kanału Królewskiego (drogi wodnej Pińsk — Brześć).

Członek Rady Technicznej, Prof. dr M. Matakiewicz, omówił w swym obszernym i wyczerpującym referacie projekt wstępny przebudowy kanału Królewskiego. Referatem tym były objęte zarówno zagadnienia gospodarcze związane z omawianą drogą jak i techniczne. Ze spraw technicznych poświęcono wiele uwagi projektowanym typom śluz, jazów, przekrojom koryta, kanału, urządzeniom zasilającym itp.

W wyniku ożywionej dyskusji, w której zabierali głos profesorowie politechnik, wyżsi urzędnicy Min. Kom. i inni inżynierowie, powołani przez Ministra Komunikacji — uznano przebudowę drogi wodnej Brześć — Pińsk za wskazaną i uzasadnioną. Rada Techniczna uchwaliła przy tym szereg dezyderatów, dotyczących szczegółów technicznych projektu — jak również współpracy z czynnikami gospodarczymi, zainteresowanymi przebudową drogi wodnej Brześć — Pińsk.

### Z Państwowej Rady Komunikacyjnej.

W dniu 25. X. b. r. pod przewodnictwem Inż. B. Przedpełskiego — Prezesa Warszawskiej Izby Rolniczej, odbyło się posiedzenie Komitetu Dróg Wodnych — Państwowej Rady Komunikacyjnej, będącej organem doradczym Ministra Komunikacji. Zadaniem Państwowej Rady Komunikacyjnej, złożonej z najwybitniejszych przedstawicieli życia gospodarczego Państwa, jest opiniowanie, z punktu widzenia potrzeb gospodarczych, pociąganie inwestycyjnych Ministerstwa Komunikacji w sprawach sieci komunikacyjnej kolejowo-wodno-drogowej. Zebranie to miało na celu omówienie najpilniejszych naszych potrzeb z zakresu dróg wodnych.

Nad referatem Inż. B. Przedpełskiego p. t. „Najżywniejsze zagadnienia w dziedzinie wodno-komunikacyjnej” — wywiązała się obszerna dyskusja. Po wyjaśnieniach przedstawiciela Ministerstwa Komunikacji Dyr. Inż. E. Romańskiego, Komitet jednogłośnie wyraził opinię, że program rozbudowy dróg wodnych, opracowany przez Ministerstwo Komunikacji należy uznać za b. pilny z punktu widzenia potrzeb gospodarczych. W programie tym uźródłowieniu Wisły należy poświęcić gros wysiłku.

Uznając doniosłe znaczenie, jakie odgrywają drogi wodne w życiu gospodarczym Państwa oraz mając na uwadze, że są one najbardziej zaniedbaną dziedziną w sieci ogólnokomunikacyjnej, Państwowa Rada Komunikacyjna uważa, że drogi wodne wymagają specjalnej opieki i zapewnienia stałych dotacji ze Skarbu Państwa, czego wyrazem winien być przynajmniej 5-cioletni budżet tego resortu Ministerstwa Komunikacji.

Wreszcie biorąc pod uwagę ogrom zadania, jakie jest do wykonania w tej dziedzinie, jak również że specjalny charakter pracy w tym resorcie Ministerstwa Ko-

munikacji wymagają bardziej sprecyzowanej formy organizacyjnej, zapewniającej ciągłość i stałość poczyną — Państwowa Rada Komunikacyjna uważa, że zorganizowanie Departamentu Dróg Wodnych w Ministerstwie Komunikacji jest sprawą pilną i konieczną.

### Wycieczka do Centralnego Okręgu Przemysłowego.

W końcu października r. b. odbyła się wycieczka do Centr. Okręgu Przemysł. Udział w niej wzięli p.p.: Wice-Premier inż. E. Kwiatkowski, Ministrowie J. Ulych, A. Roman, J. Poniatowski, Podsekretarze Stanu inż. J. Piasecki, Rose, Morawski, wyżsi urzędnicy, przedstawiciele sfer gospodarczych, działacze społeczni, publicyści i wielu innych.

W pierwszym dniu wycieczki uczestnicy zwiedzili budowę zapory i zakładu wodno-elektrycznego w Rożnowie na rz. Dunajcu, którą żywo interesowali się i wyrażali podziw dla dzieła polskiego wysiłku w skali europejskiej. Dyrektor Biura Dróg Wodnych Min. Komunikacji inż. E. Romański, inż. H. Herbich i inż. W. Balcerski udzielali wyjaśnień o rozpoczętej akcji zbiornikowej, jej wpływie na gospodarkę wodną dorzecza górnej Wisły oraz wartości energetycznych prawobrzeżnych dopływów Górnej Wisły dla elektryfikacji C. O. P. W objaśnieniach stanu i postępu budowy zapory podkreślano, iż sezon obecny daje znaczną nadwyżkę w ilości wykonanych robót betonowych w porównaniu z założonym programem na rok bieżący.

W tymże dniu wieczorem w Mościcach P. Wice-Minister inż. J. Piasecki wygłosił odczyt o zagadnieniu komunikacji w Okręgu, podając zebrany skoordynowaną sieć 3-ech rodzajów komunikacji kolejowo-wodno-drogowej. Odnośnie dróg wodnych Wice-Minister podkreślił potrzebę stworzenia w C. O. P. drogi dla 600-tonowych statków, którą można uzyskać jedynie przez częściową kanalizację i regulację Przemszy i Wisły wraz z budową kanałów lateralnych na pewnych przestrzeniach. Koszty budowy 600-tonowej drogi wodnej z Zagłębia Węglowego do Sandomierza — która winna rozpocząć się już w najbliższym czasie — wyniosą ok. 100 milionów zł. P. Wice-Minister zanaczył, że plan sieci komunikacyjnej musi się opierać na współpracy poszczególnych rodzajów transportu, nie zaś na ich konkurencji.

---

Redaktor naczelny: Inż. E. Romański.

Redaktor odpowiedzialny: Inż. M. Chudzyński.  
Dział „Z literatury techn.": Inż. K. Puczyński.

Wydawca: Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej.

---

Komitet Redakcyjny: inż. inż. Barcikowski, Gumiński, Herbich, Kollis, Misiaczek, Myslakowski, Prokopowicz, Rodowicz, Romański, Rundo, Sienkowski, prof. Skotnicki, Tillinger, prof. Turczynowicz.

7584 Drukarnia Gospodarcza, Warszawa, Al. Jerozolimskie 79. Tel. 8-84-12, 8-28-02