

# GOSPODARKA WODNA

DWUMIESIĘCZNIK

Rok II

Warszawa, Listopad – Grudzień 1936 r.

Nr. 6

Przedruk artykułów i reprodukcja zdjęć bez podania źródła wzbronione

**Treść:** *Piasecki J. inż.* Podsekretarz Stanu Min. Kom. Wstępne słowo. — Przemówienie P. Podsekretarza Stanu inż. J. Piaseckiego na uroczystości poświęcenia zapory w Porąbce. — *Romański E. inż.* Porąbka skończona. — *Bieleński E. inż.* Z historii powstania zbiornika na Sole w Porąbce. — *Pomianowski K. prof. dr., inż.* Zbiorniki na Sole i możliwości budowy zbiorników we fliszu karpackim. — *Skrzyński J. inż.* Budowa przegrrody na Sole w Porąbce. — *Rybczyński M. prof. inż.* Przelewy i niszczenie energii na zbiorniku w Porąbce (Badania przeprowadzone w laboratorium wodnym Politechniki Warszawskiej). — *Lewicki K. inż.* Laboratorium betonowe w Porąbce. — *Herbich H. inż.* Porąbka na tle ogólnych rozważań elektryfikacyjnych. — *Binder E. inż.* Drogi przy zbiorniku w Porąbce. — *Bittner M. inż.* Zabudowanie potoków w obrębie zbiornika w Porąbce. — *Kollis Wl. inż.* Podstawy gospodarki zbiornikowej oraz organizacja sygnalizacji w Porąbce na Sole. — *Veit M. inż. arch.* Koncepcja architektoniczna w wykonaniu budowli zbiornikowych w Porąbce. — *Witkiewicz J. mgr.* Z doświadczeń przy wywłaszczeniu terenów dla zbiornika w Porąbce. — Z literatury technicznej. — Wiadomości gospodarcze i prawne. — Życie techniczne. — List do Redakcji. — Bibliografia.

**Sommaire:** Avant-propos par M. Piasecki, Vice-Ministre des Communications. — Discours prononcé par M. Piasecki Vice-Ministre des Communications à l'inauguration du nouveau barrage sur le fleuve Sola près de Porąbka. — *Romański E. ing.* Construction du barrage de Porąbka est terminée! — *Bieleński A. ing.* Sur l'histoire d'origine de la retenue de Porąbka. — *Pomianowski K. prof. dr. ing.* Possibilités de construction des barrages-retenues sur les couches de flyche de Carpathes en général et dans le bassin de la Sola en particulier. — *Skrzyński J. ing.* Sur la construction du barrage de Porąbka. — *Rybczyński M. prof. ing.* Expériences exécutées par le laboratoire d'Ecole Polytechnique à Varsovie sur le modèle de passage d'écoulement par les déversoirs du barrage de Porąbka. — *Lewicki K. ing.* Laboratoire de béton à Porąbka. — *Herbich H. ing.* Considérations sur le rôle de l'usine hydroélectrique de Porąbka dans le programme d'électrification de Pologne. — *Binder E. ing.* Routes près de la retenue à Porąbka. — *Bittner M. ing.* Correction des torrents dans le bassin de la Sola en amont du barrage de Porąbka. — *Kollis W. ing.* Essai du programme d'aménagement des eaux de la Sola et le schéma d'organisation de la signalisation des précipitations atmosphériques. — *Veit M. ing.* Construction du barrage-retenu à Porąbka au point de vue de l'architecture. — *Witkiewicz J. mgr.* Quelques remarques sur l'expropriation des terrains de la retenue à Porąbka. — Revue des publications techniques. — Informations économiques et juridiques. — Correspondance. — Cronique. — Bibliographie.

Uporządkowanie i programowe zorganizowanie gospodarki wodnej w Polsce staje się coraz bardziej aktualną koniecznością z uwagi na olbrzymi zasięg jej wpływów na inne dziedziny gospodarki narodowej i możliwość zatrudnienia stosunkowo znacznej liczby bezrobotnych.

Szeroki zakres pilnych do uporządkowania zagadnień wodnych narzuca

1. konieczność ułożenia realnego programu, opartego na koncentracji robót, by skupione kredyty na poszczególnych obiektach przyniosły widoczny ekonomiczny i gospodarczy efekt, możliwie bezpośrednio po ich ukończeniu,
2. potrzebę szybkiego, oszczędnego wykonania rozpoczętych robót w celu pełnego wykorzystania szczupłych środków finansowych, na budowę wodne przeznaczonych.

Zastosowanie tych zasad przy wykonaniu robót na Sole dało realny wynik w postaci świeżo ukończonej i otwartej w grudniu zapory w Porąbce. Skoncentrowanym wysiłkiem udało się pokonać wszelkie trudności i w ciągu 2 lat wykonać zapórę, której budowa była rozpoczęta 15 lat temu i przerwana bez widoków na jej ukończenie.

Widzimy w tym symbol ciężkiej obudzonej polskiej woli i polskiej myśli technicznej i przystępujemy do następnych budowli w tym przekonaniu, że z każdym rokiem będziemy silniejsi, będziemy bogatsi w inżynierów doświadczonych na najtrudniejszym budownictwie wodnym.

*Juljan Piasecki*

## Przemówienie P. Podsekretarza Stanu Min. Komunikacji inż. Juliana Piaseckiego na uroczystości poświęcenia zapory w Porąbce.

W walce codziennej z trudnościami finansowymi na odcinku tak bardzo zaniedbanej w Polsce gospodarki wodnej, przy zestawieniu olbrzymich potrzeb ze skromnymi stosunkowo możliwościami — byliśmy zmuszeni w Ministerstwie Komunikacji do podjęcia od 3-ich lat ściśle programowych prac, których myślą przewodnią było: koncentrować wysiłki na objekty i budowle wielkie, które względy ogólnopństwowe wysuwają na plan pierwszy, a których realizacja jest możliwa w ciągu krótkiego zamkniętego okresu czasu.

W konsekwencji — z pośród zagadnień kapitalnych, jak żegluga śródlądowa, regulacja rzek, budowa dróg wodnych i akcja przeciwpowodziowa, ta ostatnia została postawiona w pierwszej kolejności wobec wielkich strat, jakie systematycznie powtarzające się powodzie wyrządzały i wyrządzają stale w majątku narodowym, zwłaszcza na terenie woj. Krakowskiego.

Decyzja była umotywowana ponadto tym, że w technicznej interpretacji akcji przeciwpowodziowej — podstawowym czynnikiem jest budowa zbiorników retencyjnych, które równocześnie służyć mogą dla celów polepszenia warunków żeglugi w okresie niskich stanów wody na Wiśle oraz odgrywają rolę tanich źródeł energii, pracujących na wspólną sieć elektryfikacyjną.

Zbiorniki więc, jak wiadomo, zostały zaprojektowane przede wszystkim w dorzeczach rzek najbardziej pod względem powodziowym groźnych, jak Dunajec i Soła.

My technicy jesteśmy szczęśliwi, że udało nam się doprowadzić do końca pierwsze w tej skali dzieło w Polsce, jak zaporą Porąbkowska, którą przed sobą widzimy. Wierzymy, że za nią pójda następne, coraz potężniejsze i bardziej doniosłe z punktu widzenia gospodarki Państwa.

Projekt zapory w Porąbce sporządzony przez ś. p. inż. Baeckera, a skorygowany przez Pierwszego Prezydenta Rzeczypospolitej Polskiej ś. p. Gabriela Narutowicza w ostatecznej prawie formie był gotów już w pierwszych latach Niepodległości naszego Państwa.

Kiedy w roku 1921 przystąpiono energicznie do budowy, wydawało się, że budowa ta zostanie w ciągu paru lat ukończona. Z różnych jednak powodów budowa się przeciągnęła, wreszcie zamarła beznadziejnie, przy czym roboty najważniejszej — budowy właściwej zapory na rzece Sole — nie ruszono, ograniczając się do wybudowania sztolni obiegowych i przyczółków przyszłej zapory.

W roku 1934 w Ministerstwie Komunikacji zdecydowaliśmy w trybie szybkim wykonać tę budowę i zawarliśmy umowę z Polsko-Francuskim Towarzystwem Robót Publicznych na budowę na warunkach kredytowych zapory w Porąbce z tym, że zostanie ona ukończona w roku 1936.

Z polskiej strony wystąpiło przedsiębiorstwo „T-wo Inżynieryjno - Budowlane J. Karbowski i J.

Kurowski” ze strony zaś francuskiej — „Régie Générale de Chemin de Fer et Travaux Publics, S. A.”. Nadzór sprawował Urząd Wojewódzki Krakowski przez Wydział Dróg Wodnych. Kierownikiem Budowy był inż. Jerzy Skrzyński. Zwierzchni nadzór z ramienia Ministerstwa Komunikacji sprawowało Biuro Dróg Wodnych.

Zaznaczyć muszę, iż współpraca polsko-francuska ułożyła się jaknajpomyślniej. Wyłaniające się trudności i różnica zdań, bez których przecież żadnego wielkiego dzieła wykonać się nie da, były zawsze jak najlepiej i w ostatecznej harmonii regulowane. Za to zarówno przedsiębiorstwu, jak i Kierownictwu Budowy czuję się w obowiązku podziękować.

A teraz kilka danych technicznych.

Zapora o wysokości 22 metrów i długości 260 m. stwarza zbiornik o pojemności 32 milionów m<sup>3</sup> wody.

Zbiornik pozwala regulować spływ w ten sposób, że maksymalny przepływ 1700 m<sup>3</sup>/s będzie zredukowany do 375 m<sup>3</sup>/s, za to minimalny przepływ, równy 1,6 m<sup>3</sup>/s, można będzie zwiększyć do 6 m<sup>3</sup>/s, dodając do Wisły wodę w czasie niskich stanów.

Równocześnie projektowany zakład o sile wodnej, dla którego są pozostawione otwory i rury doprowadzające, będzie w stanie wyprodukować do 27.000.000 kWh rocznie przy mocy zainstalowanej, równej 20.000 KW.

Niewątpliwie taki zakład musi powstać, żeby współpracować z innymi istniejącymi elektrowniami ciepłymi danego okręgu na wspólną sieć.

W latach 1935 i 1936 przebudowano na zaporze 100.000 m<sup>3</sup> betonu. Cała budowa była zmechanizowana według najnowszych zasad budownictwa wodnego. W trakcie budowy napotkano wiele znacznych trudności, związanych z pracą w głębokich dołach na kilkanaście metrów poniżej zwierciadła wody na Sole, z opanowaniem wód gruntowych, przygotowaniem podłoża pod fundamenty za pomocą zastrzyków cementowych, z ochroną przed wezbraniem Soły.

Trudności te zostały umiejętnie pokonane, a roboty szły w tempie amerykańskim, w razie potrzeby — na 3 zmiany.

Ogólny koszt budowy całej zapory wraz z wywłaszczeniem gruntów, budową mostów, nowej drogi wojewódzkiej i zabudowaniem potoków w obrębie zbiornika wynosi ok. 18 milionów zł.

Jest to pierwsza, jak wspominałem większa budowa z całego programu inwestycji wodnych, które obecnie pomyślnie się rozwijają.

Jako pierwsza większa budowa, wykonana w stosunkowo krótkim czasie z wielkim zapałem i poświęceniem ze strony personelu technicznego i robotników, niech będzie symbolem tężyzny polskiej myśli technicznej, a w szczególności dobrym świadectwem dla polskich inżynierów wodnych.

Panie Ministrze, w imieniu własnym i zajętych sprawą budowy zapory w Porąbce inżynierów wodnych melduję posłusznie, że poruczone nam zadanie zostało spełnione, a w walce z powodzą został dokonany pierwszy większy etap.

Proszę posłusznie o dalsze rozkazy i zadania, abyśmy całą posiadaną wiedzę fachową, siły i energię poświęcić mogli dla szybkiego „dźwigania

wzwyż” powierzonego nam, a tak olbrzymich wysiłków jeszcze potrzebującego odcinka — dla ogólnego dobra i potęgi Rzeczypospolitej.

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

niech żyją!



Inż. Edward Romański

## Porąbka skończona.

Jest to wielkie święto polskiego budownictwa wodnego.

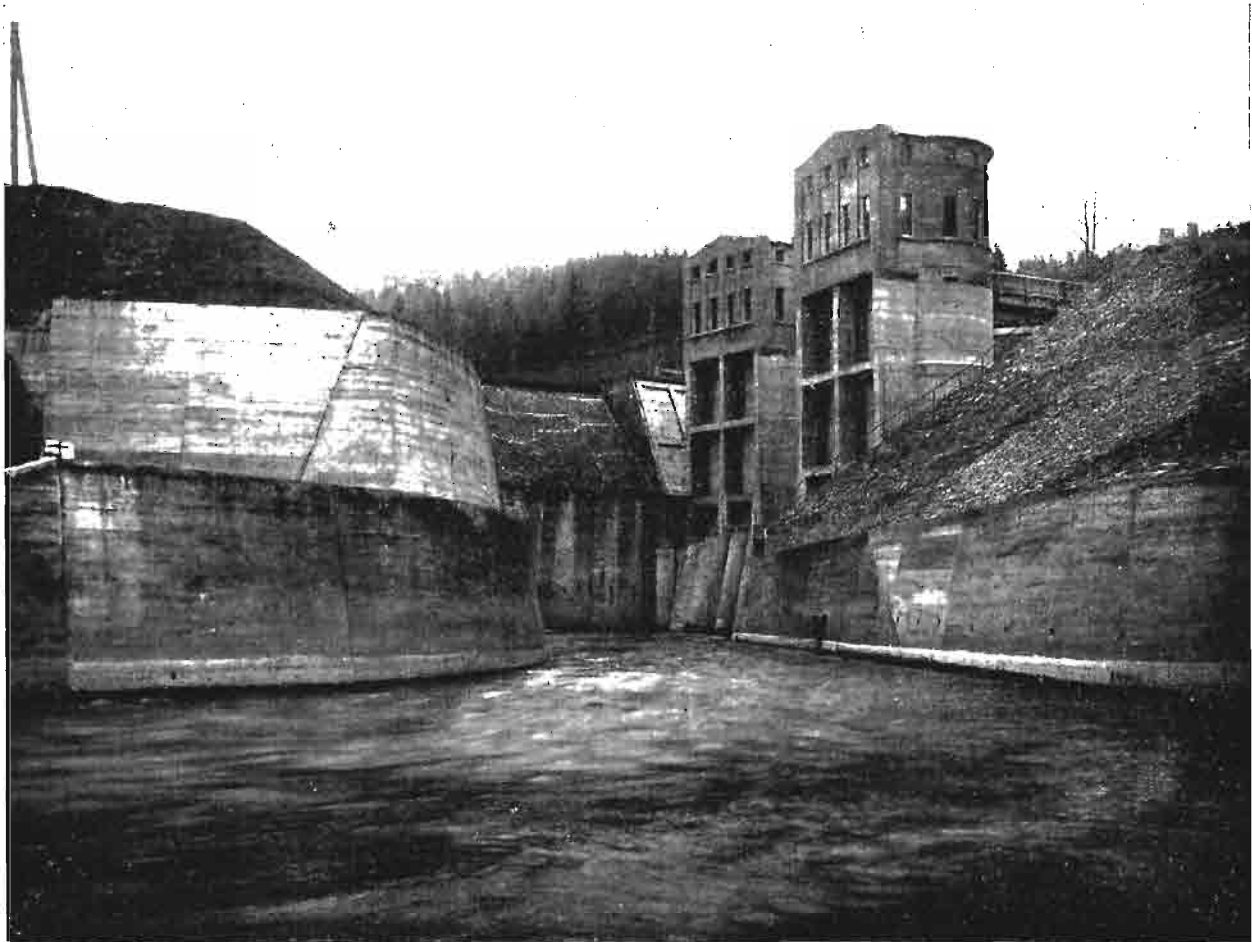
Przecież zaporą w Porąbce jest największą na terenie Polski tego typu budowlą wodną.

Później niewątpliwie przyjdą inne — znacznie większe. Już je widzimy w perspektywie za ledwie kilku lat. Widzimy je, cieszymy się nie tylko jako oddani swojej sprawie specjaliści, lecz również jako obywatele, którzy uświadamiają sobie całkowicie rolę i znaczenie gospodarki wodnej w Państwie.

Ale dziś największą radością napawa nas właśnie Porąbka, bo ona jest już skończona, bo ona jest pierwsza z pośród przyszłych budowli, bo ona jest namacalnym dowodem rozpoczęcia wielkich robót wodnych w Polsce.

Zapora w Porąbce, jak i wszystkie większe budowle, a w szczególności budowle wodne, ma swoją historię.

Z niej się dowiadujemy, że projekt zbiornika został sporządzony jeszcze w 1910 r., czyli przed 26 laty; w okresie późniejszym był uzupełniany parokrotnie, w ostatecznej formie dopiero w r. 1935, że rozpoczęcie budowy miało nastąpić w 1914 r., że budowa wkrótce została przerwana z powodu wojny światowej. Następnie idą daty ożywienia budowy w latach 1921 i 1925, przy czym do r. 1930 zostały wykonane jedynie sztolnie obiegowe i dwa przyczółki (skrzydła) właściwej zapory. Prowadzenie budowy w takim tempie nie można uważać za gospodarczo usprawiedliwione, a zupełny zanik dalszych prac po roku 1930 (aż do r.



Wloty do sztolni i wieże zamknięć.

1934) groził stratą włożonych kapitałów i kompromitacją polskiego budownictwa wodnego.

Dlatego każdy inżynier wodny powitał z uznaniem wprowadzenie przez Ministra Komunikacji do programów koniecznych i najpilniejszych robót — budowę zapory w Porąbce.

Od r. 1934 ukończenie tej budowy stało się pewnikiem.

Od tego czasu na każdym kroku można było wyczuć zdecydowaną, nieugiętą wolę w kierunku ukończenia budowy w możliwie najkrótszym czasie, i Ministerstwo Komunikacji, pomimo minimalnych kwot budżetowych na budowę wodne, potrafiło stale wyszukiwać środki (budżetowe, Funduszu Pracy, Pożyczki Inwestycyjnej), aby ukończenie budowy zapewnić.

Budowę zapory zainteresowały się najwyższe czynniki w Państwie, zainteresowało się całe społeczeństwo. Tu, na tym stosunkowo małym geograficznie — ale jakże wielkim ideowo — odcinku zaczął się istny wyścig pracy. Inżynier, technik, robotnik, ba, nawet okoliczna ludność zaczęła żyć ideą budowy, przeżywając razem i powodzie, i ciekawsze a trudne momenty — jak przerzucenia rzeki, zamknięcie jej biegu — i tę intensywną (24 godz. na dobę) pracę.

Roboty przy budowie samej zapory były wykonywane na podstawie umowy z roku 1934 przez przedsiębiorstwo „Tow. Polsko-Francuskie Rob. Publ. Sp. z o. o.”, zaś nad całością robót czuwało Kierownictwo Budowy Zakładu Wodno-Elektrycznego w Porąbce, do którego również należało wy-

konanie sposobem gospodarczym szeregu budowli, związanych ze zbiornikiem, jak budowa mostu w Tresnej, zabudowanie potoków górskich, budowa dróg etc.

Finisz budowy był emocjonujący. Na oczach wszystkich, w obliczu nie zawsze zbyt życzliwej krytyki, trzeba było z całym spokojem i opanowaniem wykonywać tę często niewidoczną dla nikogo, niewdzięczną i trudną, a konieczną pracę inżyniera. Szczegółowe obliczenia, sprawozdania, próby, analizy, zestawienia, porównania i t. d., wszystko to absorbowało w najwyższym stopniu personel techniczny Kierownictwa Budowy, a następnie Wydziału Dróg Wodnych Urzędu Wojewódzkiego w Krakowie i Biura Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji.

Jak przy każdej budowie były również i tu trudności różnego rodzaju, przewyżczane za każdym razem przez Kierownictwo Budowy, Województwo lub Ministerstwo — w zależności od kategorii powstałych trudności.

Z kwestyj technicznych największą uwagę absorbowały warunki geologiczne, fundamentowanie zapory oraz skład, wyrobienie i ułożenie mas betonowych.

Z fundamentowaniem zapory związane były nie tylko uprzednie badania gruntów pod budowę pod względem wytrzymałościowym, lecz również pod względem przepuszczalności tak skał, jak i istniejących już betonowych skrzydeł zapory, które wypadło odpowiednio uszczelnić za pomocą zastrzyków cementowych.

Mieszanka do betonu była przygotowywana w specjalnej, tuż obok wybudowanej fabryce betonu, zmechanizowanej w zupełności w myśl nowoczesnych zasad techniki budowlanej; transport betonu odbywał się za pomocą kolejki naziemnej i kolejki linowej (powietrznej) o elektrycznym napędzie.<sup>1)</sup>

Niezależnie od zadanego teoretycznie i następnie sprawdzonego nastawienia całej aparatury fabryki na określony żądaniami Kierownictwa skład kruszywa (według idealnej krzywej przesiewu) i dozowania cementu, prowadzone były przez cały czas budowy sprawdzenia wytrzymałości betonu za pomocą badań próbek w laboratorium Kierownictwa Budowy.

Również inne materiały, jak uszczelniające, utwardniające i t. p. poddawane były odpowiednim badaniom, które stały na wysokości wymagań nowoczesnej techniki.

W związku ze zbiornikiem w Porąbce zostały wykonane następujące budowle: droga wojewódzka, zabudowania potoków, most w Tresnej, roboty regulacyjne oraz wiele mniejszych budowli.

Zapora przewiduje również wyzyskanie siły wodnej, w związku z czym wbudowano w zaporę 3 rury, doprowadzające wodę do turbin. Przewidywana moc instalowana — 20.000 KW; siłownia ta mogłaby wyprodukować 27.000.000 kWh energii rocznie.

Należałoby tę potencjalną energię wodną wy-

<sup>1)</sup> Ścisłejsze opisy techniczne podane są w następnych artykułach.

korzystać, nie wchodziło to jednak w bezpośrednie zadania Ministerstwa Komunikacji. Najzdrowszym zjawiskiem byłoby powstanie społecznej lub prywatnej inicjatywy, która by zechciała taną energię na zaporze wykorzystać.

Nie wątpię, że inicjatywa ta niebawem się obudzi.

Są to jednak wtórne korzyści.

Najważniejszym i bezpośrednim zadaniem zapory jest magazynowanie wody w czasie powodzi. Przepływ wody Soły, jako rzeki górskiej, ulega wielkim wahaniom od 1,60 m<sup>3</sup>/s do 1700 m<sup>3</sup>/s, przy czym wezbrania jej cechuje wielka gwałtowność. Zapora stwarza zbiornik o pojemności 32.000.000 m<sup>3</sup>, przy długości jego do 7,7 km i szerokości max. do 800 m, który to zbiornik służy dla złagodzenia gwałtownej fali powodziowej i do wyrównania przepływu, broniąc w ten sposób Kraków oraz między Krakowem a Porąbką położone miejscowości przed powodzią.

Przy umiejętnym gospodarowaniu wodą można otrzymać oprócz wspomnianych wyżej korzyści przeciwpowodziowych i energetycznych również korzyści żeglugowe, puszczając ze zbiornika wodę w czasie najniższych stanów wody na Wiśle i polepszając w ten sposób warunki żeglugi na górnej Wiśle.

Uzgodnienie tych różnorodnych zadań wymaga opracowania szczegółowych planów gospodarowania wodą na Sole, przy czym oczywiście nie można wtórnych korzyści osiągnąć w wysokości 100%, czyli w wysokości, odpowiadającej całkowitym re-



Wyloty sztolni obiegowych.

sursom wodnym, skoro za główny cel stawiamy walkę z powodzią.

Jednak te wtórne korzyści mogą być osiągnięte w takim stopniu, że podniosą znaczenie zbiornika i stworzą warunki powstania ubocznych przedsięwzięć dochodowych.

Jedną z dużych trosk w związku z budową zbiornika było odpowiednie rozwiązanie kwestii wywłaszczenia terenów, przeznaczonych pod przyszły zalew.

Terenów tych okazało się do wywłaszczenia względnie wykupienia — 360 ha.

Po dokonaniu prób załatwienia tej sprawy w drodze dobrowolnego wykupu wypadło jednak całą akcją przeprowadzić w drodze wywłaszczeń, raczej w drodze przygotowania całej akcji wywłaszczeniowej aż do sądowego oszacowania gruntów włącznie. Dopiero na podstawie szacunków sądowych udało się wynaleźć formy końcowego ugodowego załatwienia całej akcji, co było bardzo ważne ze względu na zbliżające się ukończenie budowy i na związany z tym zalew terenów.

**Inż. Adam Bielański**

## Z historii powstania zbiornika na Sole w Porąbce.

Soła, jeden z sześciu większych karpaccich dopływów Wisły, bardzo silnie oddziaływa, ze względu na swój specyficzny charakter, na stosunki wodne w dolinie Wisły. Źródłiska Soły leżą na północnym stoku Beskidu Zachodniego na wysokości ok. 760 m nad p. m. Adr. w okolicy Ujsoły. Dalej płynie Soła w kierunku prostopadłym od linii Karpat ku północy stosunkowo wąską doliną, dochodzącą koło Żwca do szerokości ok. 900 m. Na przestrzeni od Tresnej do Porąbki przediera się Soła przez ostatnie podłużne pasmo Beskidu i przechodzi w równinę, ciągnącą się do Oświęcimia.

W górnym biegu spadki wahają się od 16‰ do 2‰, w dolnym od 3,5 do 1‰.

Pokłady geologiczne dorzecza Soły należą do eocenu i oligocenu z różnymi odmianami od młodszych formacji, leżących bliżej ku południowi, w formie piaskowców magórkich, godulskich, mikuśzowickich — do warstw cieszyńskich, zalegających na północnym krańcu karpacciego dorzecza.

Samą dolinę rzeki wyściełają pokłady gliny, rumowiska i żwiru. Dorzecze jest naogół nieprzepuszczalne, bardzo silnie wyrzeźbione i podzielone na ogromną ilość większych i mniejszych ścieków.

Nieprzepuszczalność zlewni, słabe stosunkowo zalesienie, wynoszące zaledwie 26% całego dorzecza, brak zbiorników wody w głębszej — sprawiają, że podobnie jak i na innych rzekach karpaccich objętości przepływu w czasie niskich stanów są małe, natomiast podczas deszczów ulewnych przepływy są niezwykle wielkie.

Szkody wyrządzane przez powódzie rz. Soły są bardzo znaczne, musiały więc znaleźć się środki zaradcze, aby niebezpieczeństwo powodzi zmniejszyć. Jednym z tych środków i to najskuteczniejszym i najszybszym do przeprowadzenia są zbiorniki retencyjne. Sprawę budowy zbiorników w b.

Wywłaszczeni nie zostali skrzywdzeni, o czym najlepiej mogą świadczyć stawiane przez nich zabudowania na nowych terenach.

Przesiedlenie wywłaszczonych zostało ułatwione przez oddanie do dyspozycji zakupionego w swoim czasie w tym celu majątku „Czaniec”.

Po ukończeniu tej pięknej budowli otrzymaliśmy jeszcze jedną korzyść. Duża grupa pracowników technicznych przeszła tu szkołę, otrzymała doświadczenie i niezależnie od tego, czy pracuje dalej przy zbiornikach, czy też w budownictwie wodnym innego rodzaju, wnosi z sobą do nowej pracy dużą wartość tego doświadczenia.

W końcu uważam za swój obowiązek dać wyraz największego uznania dla zapału i pracy wszystkich tych inżynierów, techników i pracowników umysłowych i fizycznych (tak kierownictwa, jak i przedsiębiorstwa), którzy przez zrozumienie odpowiedzialności i przez poświęcenie się pracy przyczynili się do rychłego ukończenia budowy.

Galicji podniósł w literaturze technicznej prof. Pomianowski. Opierając się na wynikach studiów prof. Pomianowskiego, zwalczając liczne trudności, zdołał wprowadzić dyr. inż. Kędzior budowę zbiorników w program robót, wykonywanych z funduszu kanałowego. Wtedy to zapadła uchwała Komisji dla regulacji rzek kanałowych o budowie zbiorników w b. Galicji, która uzyskała sankcję i spowodowała ustawę krajową z dnia 9 maja 1907 r., ogłoszoną w Dz. Ust. Kraj. Nr. 54. Wykonanie tej uchwały powierzył Wydział Krajowy — Biuru Melioracyjnemu, którego Dyrektorem był Dr. h. c. Inż. Andrzej Kędzior.

W latach 1908—1912 zbadano 18 dolin rzek, a komisja dla regulacji rzek kanałowych na posiedzeniu 2 lipca 1912 r. zatwierdziła 5 projektów zbiorników retencyjnych z wyłączeniem zakładów wodno-elektrycznych w dorzeczu Wisły na kwotę 24.990.000 koron. Na posiedzeniu dnia 24 lutego 1914 r. uchwaliła komisja dotację na rozpoczęcie budowy tylko jednego zbiornika na Sole w Porąbce ze względu na jego ważność dla alimentacji kanału żeglownego Odra—Wisła. Dotacja wynosiła 100.000 koron na czas od 1 stycznia 1914 r. do 30 czerwca 1915 r.<sup>1)</sup>

Wydział krajowy poruczył kierownictwo Budowy tego zbiornika projektantowi Inż. Tadeuszowi Baeckerowi i przydzielił mu do pomocy inż. Kazimierza Maćkowskiego. Inżynierowie ci opracowali projekt, jednak z powodu wybuchu wojny robota została wstrzymana.

Celem budowy było przede wszystkim poprawienie stosunków odpływu Soły, a pośrednio i górnej Wisły, a w szczególności:

1. ochrona gruntów, osad, komunikacji i robót regulacyjnych.

<sup>1)</sup> Inż. A. Kędzior. Roboty Wodne. Część III.



2. redukcja fali powodziowej i wzebrań Wisły pod Krakowem do pojemności przekroju ograniczonego wałami i bulwarami ochronnymi w Krakowie.

3. akumulacja i wyzyskanie energii wodnej.

4. podniesienie najniższych stanów wody ze względu na potrzeby żeglugi.

W odrodzonej Rzeczypospolitej Polskiej konieczność wykonania tej tak bardzo potrzebnej budowy została najzupełniej doceniona i na wniosek komisji robót publicznych i wodnej Sejm Ustawodawczy uchwalił dnia 9 lipca 1919 r. ustawę o budowie kanałów żeglownych, o regulacji rzek żeglownych i spławnych i o budowie zbiorników wodnych.

Celem dostarczenia zarobku ludności bezrobotnej, upoważniła ta ustawa Ministra Robót Publicznych do natychmiastowego rozpoczęcia robót kanałowych, regulacyjnych oraz rozpoczęcia budowy zbiornika na Sole w Porąbce.

Z powodu wojny można było przystąpić do budowy w roku 1921 po plebiscycie śląskim i zawarciu traktatu w Rydze.

Ówczesny Minister Robót Publicznych śp. Prezydent prof. Gabriel Narutowicz porucił kierownictwo budowy inż. Tadeuszowi Baeckerowi, któremu polecił zmienić projekt techniczny na wzór zbudowanej w roku 1917 i projektowanej przez śp. prof. Narutowicza zapory i zakładu na rzece Aarze w Mühleberg w Szwajcarii. W przekroju poprzecznym zapory wprowadzono nieznaczne zmiany: podniesiono wysokość zapory o 80 cm., t. j. o 1,60 m ponad poziom najwyższego piętrzenia, rozszerzono koronę do 6,00 m, dalej zmieniono nieznacznie nachylenie ścian przegrody.

Os podłużną zapory zmieniono z łuku na pro-

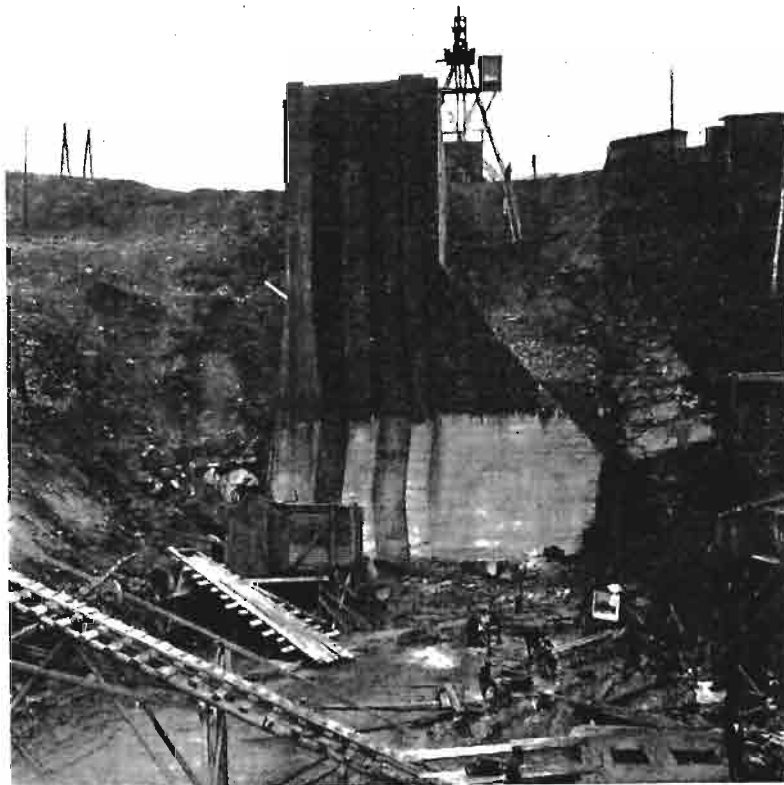
sta, w wykonaniu zamiast kamienia łamanego przyjęto beton lany przy  $P=200$  kg. cementu na  $1\text{ m}^3$  betonu. Poszczególne bloki zapory miały być łączone za pomocą wystających żeber, a fugi dylatacyjne miały być uszczelnione wbetonowanymi blachami miedzianymi.

Uszczelnienie fundamentu zapory projektowano od strony odwodnej w ostrodze za pomocą zastrzyków z zaprawy cementowej do głębokości 7 m.

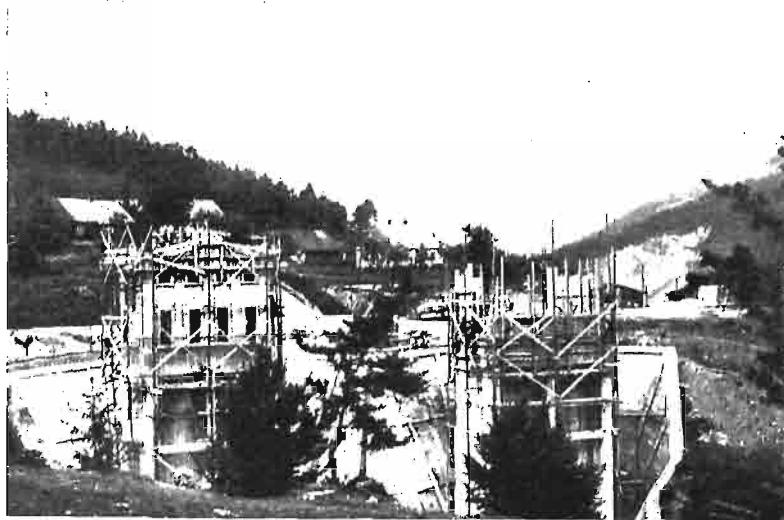
Znaczniejsze zmiany natomiast wprowadzono w urządzeniach do odprowadzania wody ze zbiornika. Zamiast pierwotnie projektowanych przelewów po obu stronach zapory na stokach, do których to przelewów miała woda dopływać przez otwory w murze zapory, tudzież 10 upustów i 3 spustów w dolnej części zapory, zaprojektowano przelewy w koronie zapory, 4 m wysokie, o łącznej długości 45 m, zamykane częściowo stawidłami, częściowo automatycznymi kłapami. Przelewy miały odprowadzać  $720\text{ m}^3/\text{s}$ , a dwie projektowane sztolnie obiegowe w lewym stoku doliny miały odprowadzić  $520\text{ m}^3/\text{s}$ . Dno sztolni zaprojektowano na rzędnej 300,00 m, długość tunelu 288 m, drugiego 180 m, spad  $5''/100$ . Jako zamknięcie tunelu zaprojektowano pionowe żelazne zasuwki i kłapy segmentowe w dwóch wieżach zamknięć. Wieże projektowano jako konstrukcje żelazo-betonowe. W projekcie przewidziano wyzyskanie siły wody w zakładzie wodno-elektrycznym szczytowym przez zainstalowanie 3 turbin po 4.900 KM, które produkować miały średnio rocznie 27 do 28 milionów kWh, przy założeniu, że zbiornik opróżniać się będzie przez turbiny.

Zmieniony projekt obliczono na 16.889.000 zł.

Na jeden  $\text{m}^3$  zamagazynowanej wody przypada



Rys. 1. Lewy przyciótek zapory.



Rys. 2. Budowa wież zamknięć.

0,525 zł. Wydatki na Zakład wodno-elektryczny według kosztorysu miały wynosić 6.511.000 zł.

Ogółem koszty wykonania zapor, urządzenia zbiornika i zakładu wodno-elektrycznego według projektu zmienionego przez śp. prof. Narutowicza wynosić miały 23.400.000 zł., w porównaniu z pierwotnym kosztorysem Wydziału Krajowego o 6.624.969 zł. więcej.

Kierownictwo budowy po wykończeniu zmian w projekcie zapor przystąpiło w roku 1921 do pierwszych robót. Personel Kierownictwa składał się z kierownika budowy Inż. Tadeusza Baeckera, Inż. Maksymiliana Bittnera, Inż. Józefa Pietruszewicza, Inż. Wacława Łęskiego, Łukasza Obtułowicza i Henryka Grzybowskiego.

W roku 1921 i 1922 roboty ograniczyły się do wykonania baraków pomocniczych, magazynów, baraków mieszkalnych dla robotników, kładki pomocniczej na Sole, mostu drewnianego, budowy dwóch domów dla przesiedlonych włościan, przełożenia koryta Małej Żarnówki, rozpoczęcia budowy domu administracyjnego i 5 drewnianych budynków mieszkalnych dla personelu, rozpoczęcia budowy sztolni obiegowych. Sztolnie w latach tych wykonane zostały na długości 36 m, o łącznej kubaturze wyłomu 1037 m<sup>3</sup>.

Koszta budowy w latach 1921—1922 wyniosły 120.944 zł. W roku 1923 wykończono budowę reszty baraków i budynków mieszkalnych, wykonywano w dalszym ciągu sztolnie o łącznej objętości 3673 m<sup>3</sup>, rozpoczęto budowę mostu betonowego na Małej Żarnówce oraz cały szereg robót przygotowawczych dla zapor i pomiary. Wyłom sztolni oddano do wykonania firmie Zwoniczek i Sińczak. Koszta robót w roku 1923 wyniosły 107.185 zł. W roku 1924 dokończono budowę mostu na M. Żarnówce, rozpoczęto budowę drogi wojewódzkiej, wykonano różne drobniejsze roboty. Budowę sztolni obiegowych oddano do wykonania firmie Inż. Ksawery Glazer. Wykonano zaporę na potoku Suchym, zaporę na Małej Żarnówce. Zakupiono folwark Czaniec i wpłacono pierwszą ratę 50.000 zł. Rok ten był dla budowy bardzo niekorzystny z powodu szkód, wyrządzonych przez powódź, a jeszcze więcej z powodu zamknięcia kredytów tak, że na wypłatę robo-

cizny zmuszone było kierownictwo sprzedać zapas cementu. Razem w roku 1924 wydano 291.104 zł.

W roku 1925 i 1926 kontynuowano roboty przy drogach, zaporach na potokach, głównie jednak prowadzono roboty w sztolniach obiegowych i rozpoczęto wykop pod lewy przyczółek zapor.

Koszta robót w tym okresie wyniosły: w 1925 roku 729.847 zł., w 1926 roku 773.159 zł.

Siedzibę Kierownictwa przeniesiono w roku 1925 z Żywca do Porąbki. Nastąpiła też zmiana w obsadzie Kierownictwa. Prócz Kierownika budowy Inż. Tadeusza Baeckera i referendarza Henryka Grzybowskiego pracował Inż. Teofil Maślowski.

Lata te zaznaczyły się także niekorzystnie. Kilkakrotne powodzie w roku 1925, z 29-VI, 3-VIII i 27-VIII wyrządziły bardzo wielkie szkody w sztolniach, a powódź z 3-VIII tego roku odznaczała się taką gwałtownością, że nie można było uratować narzędzi i materiałów. Niekorzystne warunki budowy naraziły również na znaczne straty przedsiębiorcę Inż. Ksawerego Glazera, z którym rozwiązano umowę na mocy ugody sądowej. Dalszą budowę sztolni od grudnia 1925 r. polecił Ministerstwo Robót Publicznych prowadzić sposobem gospodarczym. Wobec zmiany cen materiałów i robocizny przeliczono koszty budowy, które objęte nowym kosztorysem dały kwotę 16.800.000 zł.

W roku 1927 dzięki większej dotacji roboty ruszyły wydatnie naprzód przy wykonaniu drogi wojewódzkiej, przy budowie sztolni oraz przy właściwej zaporze, gdzie rozpoczęto wykonanie prawego przyczółka. W tym też roku wypłacono resztę należności za majątek Czaniec. Koszta w roku 1927 wyniosły 934.067 zł. W maju tego roku zmarł kierownik budowy Inż. Tadeusz Baecker, niestety nie było mu danem oglądać gotowej zapor. Ubył z jego śmiercią zdolny inżynier, który pracował z całym oddaniem się umiłowanej budowie. Pilnością i pracą pociągał za sobą wszystkich współpracowników. Śmierć Jego pozostawiła wielką i bolesną szczerbę w szeregach inżynierów wodnych.

Dalsze Kierownictwo budowy poruczyło Ministerstwo Robót Publicznych od maja 1927 r. inż. Marianowi Nawrockiemu.



W latach 1928 i 1929 wykonano większość robót w kanale dopływowym i odpływowym dla sztolni. Przy samej zaporze wykonano prawy przyczółek, poza tym prowadzono roboty na drodze wojewódzkiej, — wykonano most na Wielkiej Zarnówce, zabudowano częściowo potoki Roztokę, Ponikiew, Głęboki. W roku tym zamówiono w Szwajcarii w firmie „Gisserei — Bern” zamknięcia do sztolni. Zamknięcia te, jako chronione patentem, mogły być jedynie przez tę firmę wykonane, mimo to firma zobowiązała się część konstrukcji wykonać w Polsce, w Hucie Laura na Śląsku. Koszta robót w latach 1928 i 1929 wyniosły 2.872.089 zł. Do robót zaangażowano inż. Stanisława Serafina i Jana Stonawskiego.

W roku 1930/31 ograniczono niestety budowę z powodu zmniejszenia dotacji, prowadzono w dalszym ciągu tylko drobne roboty przy drogach i wykonano sztolnie, rozpoczęto budowę wież, wykonano budowę mostu żelbetowego na Ponikwie i na potoku Basioraczka oraz prowadzono regulację potoków. Koszta w tym roku wyniosły 892.403 zł.

Z końcem roku 1931/32 zostały kredyty jeszcze bardziej zmniejszone tak, że budowa została prawie zupełnie wstrzymana, personel zredukowano, a wykonywano tylko roboty rozpoczęte w poprzednim sezonie, wydając 350.665 zł.

Po uzyskaniu niewielkich kredytów przystąpiono do wykupna gruntów w małym zakresie.

W roku 1932/33 Kierownik budowy inż. Marian Nawrocki przeszedł na emeryturę. Mimo szczupłości kredytów, przeznaczonych na budowę za Jego kierownictwa, okres ten został wyzyskany dla robót celowo i umiejętnie dzięki sprężystemu i fachowemu prowadzeniu tych robót przez inż. Nawrockiego.

Budowa zbiornika została następnie podporządkowana Państwowemu Zarządowi Wodnemu w Żywcu. Na budowie w Porąbce pozostali referendarz Henryk Grzybowski, inż. Stanisław Serafin i inż. Eugeniusz Binder.

Do lipca 1933 roku trwał ten stan bez zmiany. Nowy etap rozpoczął się po utworzeniu Funduszu Pracy oraz dzięki energii i stanowisku, zajętemu przez Podsekretarza Stanu w Ministerstwie Komunikacji inż. Juliana Piaseckiego.

Wykończenie zbiornika zostało włączone do programu robót z tego funduszu.

Po przydzieleniu kredytów przystąpiono natychmiast do dalszej budowy wież zamknięć, drogi wojewódzkiej oraz dodatkowych badań geologicznych fundamentów. Z końcem tego roku zamianowany został kierownikiem budowy inż. Jerzy Skrzyński. Koszta budowy w tym roku wyniosły:

z Funduszu Pracy	228.400 zł.
z budżetu	261.940 zł.
razem	490.340 zł.

Dotacje z roku 1933, choć skromne, pozwoliły jednak ruszyć budowę z martwego punktu i obudzić ogólne zainteresowanie, czego dowodem było przyznanie kredytu z Funduszu Pracy w wysokości 1.600.000 zł. na rok 1934/35.

Był to rok zwrotny dla budowy dzięki zapewnieniu kredytów z jednej strony, z drugiej dzięki szczególnemu zainteresowaniu się budową Pana Wiceministra Piaseckiego.

Od wczesnej wiosny rozpoczęły się intensywne roboty przy wieżach, drogach, przy dokończeniu zabudowy potoku Ponikiew, dokończeniu wlotów i wylotów sztolni oraz przystąpiono do najważniejszej części budowy, t. j. do wykonania prawobrzeżnego fundamentu właściwej zapory. W kwietniu rozpoczęto budowę żelazo-betonowego łukowego mostu w Tresnej na Sole o świetle 75 m. Most ten ukończono w listopadzie 1934 r.

W marcu tego roku rozpisano na polecenie Ministerstwa Komunikacji przetarg na wykonanie muru przegrody, a z końcem czerwca 1934 r., na mocy zawartej przez Ministerstwo Komunikacji umowy, oddano budowę zapory na długości około 157 m. t. j. około 80.000 m<sup>3</sup> betonu firmie Polsko-Francuskie Towarzystwo dla Robót Publicznych. Firma objęła budowę na warunkach kredytowych i przystąpiła do pracy w pierwszej połowie lipca 1934 roku. Intensywność i zakres prac na budowie zwiększyły się, gdyż prócz robót prowadzonych sposobem gospodarczym przybyły roboty wykonywane przez firmę. Ogólna ilość robotników zatrudnionych wzrosła do 2.500 ludzi. Nadto pracowało na budowie 6 drużyn junackich razem około 500 junaków.



Rys 3. Prawy przyczółek zapory.



Rys. 4. Uskok skalny w fundamencie.

Personel kierownictwa powiększył się również. Prócz kierownika budowy inż. Jerzego Skrzyńskiego i zastępcy ref. Henryka Grzybowski, oraz inż. Serafina, który prowadził budowę wież, inż. Bindera, prowadzącego budowę mostu i drogi, zaangażowano inż. Karola Zarembę, który objął za budowanie potoków, dalej inż. Kornela Lewickiego do laboratorium i budowy wlotów i wylotów sztolni.

W październiku 1934 roku, po przeniesieniu inż. Ludwika Wierzbowskiego do Augustowa, zamianowano kierownikiem Państwowego Zarządu Wodnego w Żywcu inż. Mieczysława Michalewicza, który na tym stanowisku pozostawał do sierpnia 1935 roku. Z personelu ubył także inż. Stanisław Serafin, który dodatkowo zapisał się w historii budowy zbiornika, a powołany został na kierownicze stanowisko w Zarządzie miasta Lwowa.

Przedsiębiorstwo w tym roku wykonało wykop pod fundamenty na prawym i lewym skrzydle i rozpoczęło w grudniu betonowanie prawego skrzydła. Rozpoczęto również budowę instalacji do wytwarzania betonu i budowę kolejki linowej. Z ramienia przedsiębiorstwa zatrudnieni byli przy budowie inż. Karol Kirchoff, inż. Stanisław Majewski, później inż. Władysław Finn, inż. Paul Thomas i inż. Cezary Turski.

W tym roku rozpoczęto także czynności, połączone z wykupieniem gruntów. Rozpoczęły pracę komisje sądowe z sądów w Kętach i Żywcu przy oszacowaniu poszczególnych realności.

Projekty mostu betonowego na Żarnówce Wielkiej o świetle 27 m, żelazo-betonowego łukowego o rozpiętości 75 m na Sole w Tresnej oraz obliczenie statyczne wież zamknięć wykonał Prof. Dr. inż. Włodzimierz Burzyński ze Lwowa.

Prof. Burzyński udzielał niejednokrotnie swych porad, wskazówek i ekspertyz w czasie budowy w latach 1933, 1934 i 1935

Mimo katastrofalnej powodzi, jaka nawiedziła w lipcu 1934 r. Małopolskę, budowa zapory w Porąbce dzięki mniejszym opadom w dorzeczu Soły nie ucierpiała zbytnio, powstały jedynie nieznacz-

ne straty, głównie przez zalanie wykopów fundamentowych.

Koszta robót w roku 1934/35 wyniosły:

z Funduszu Pracy	1.530.985 zł.
z budżetu	286.000 zł.
razem	1.816.985 zł.

W roku 1935 niezwykle łagodna zima umożliwiła przedsiębiorstwu dokończenie wykopu, budowy wytwórni betonu oraz kolejki linowej. W ciągu roku wykonała firma grodzę dla zamknięcia koryta Soły w celu przeprowadzenia wód przez sztolnię, wykonano resztę wykopów pod fundamenty, wykonano częściowo zastrzyki i około 40.000 m<sup>3</sup> betonu. W bloku 6 i 7 natrafiono na bardzo ciekawą uskok warstw skalnych i szczelinę szerokości około 2 m. Z robót prowadzonych sposobem gospodarczym wykonywano w dalszym ciągu budowę drogi wojewódzkiej i gospodarczej, wykończono zabudowanie potoku Ponikiew i Isepnicy i zabudowania szeregu debr, rozpoczęto regulację progową Łękawki oraz przeprowadzono szereg drobnych robót na całym zbiorniku, sporządzono projekty, kosztorys i programy robót. Kosztorys robót zwiększył się o 400.000 zł. z powodu robót dodatkowych. Przeprowadzono również na wniosek Kierownika Budowy inż. Skrzyńskiego zmiany w konstrukcji zasuw. Zamiast opuszczanych w dół poniżej korony przelewu zaprojektowano zasuwę wyciąganą do góry, oraz zamiast 8 otworów przelewowych po 6 m zaprojektowano 5 otworów po 11,80 m., wreszcie proponował inż. Skrzyński zniszczenie energii spadającej wody na jednym stopniu za pomocą poduszki wodnej. Badania nad kształtem korony przelewu, oraz badania sposobu zniszczenia energii przeprowadzono w laboratorium Politechniki Warszawskiej pod kierunkiem profesorów inż. Mieczysława Rybczyńskiego i dra Karola Pomińskiego, w rezultacie zastosowano mechaniczne zniszczenie energii za pomocą trzech rzędów szykan.

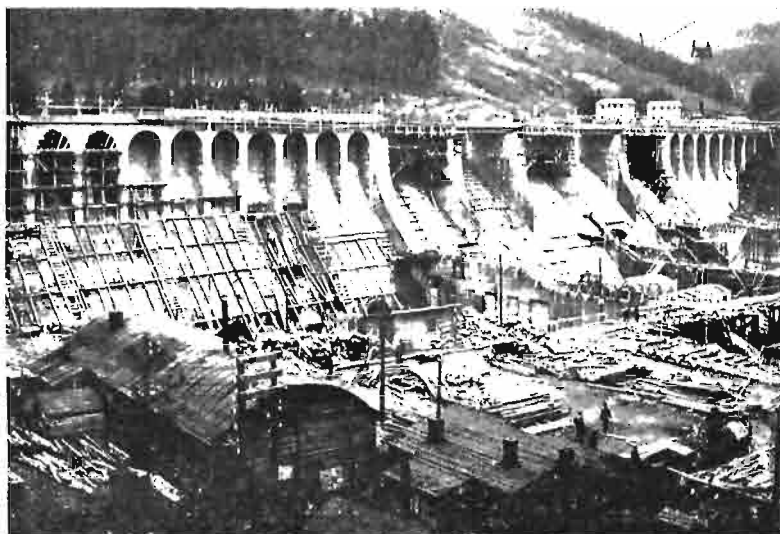
Rok 1935 zakończono bardzo znacznym postępem wszelkich robót, a zabetonowane fundamenty zmniejszyły bardzo znacznie ryzyko i niebezpieczeństwo zaszutrowania wykopu w razie powodzi i możliwości uszkodzenia wykonanych bloków zapory. Część budowy, z którą łączyła się stale obawa uszkodzenia, została ukończona, można było odetchnąć i spokojniej pracować dalej.

Ukończono również prace przy oszacowaniu gruntów i domów. Oszacowano 410 ha — razem 220 gospodarstw.

Koszta budowy w roku 1935/36 wyniosły:

z Funduszu Pracy	1.849.387 zł.
z budżetu	1.699.898 „
razem	3.549.286 zł.

Druga z rzędu łagodna zima r. 1936 pozwoliła przedsiębiorstwu na wykonywanie zastrzyków oraz rozpoczęcie betonowania już z początkiem marca, to też do końca sezonu wykonano około 70.000 m<sup>3</sup> betonu, wykonano przeszło 4.000 mb. otworów dla zastrzyków i wstrzyknięto około 500.000 kg cementu. W okresie wiosennym i letnim nie było stanów wody wyższych ponad 220 cm na wodowskazię w



Rys. 5. Stan budowy zapory w październiku 1936 r.

Porąbce. Roboty mogły się posuwać prawie bez przerwy. Z robót gospodarczych dokończono budowę drogi wojewódzkiej i dróg gospodarczych oraz reszty drobnych robót. Wywłaszczenie gruntów weszło również w stadium realizacji.

W październiku 1936 r. stan robót przedstawiał się następująco:

1. wykonano zapórę długości 320 m, wysoką 25 m, o łącznej objętości betonu 100.000 m<sup>3</sup>, wykopów fundamentowych 600.000 m<sup>3</sup>, wykonano 4.800 mb. otworów i zastrzyknięto 770.000 kg cementu;
2. dwie wieże żelazo-betonowe z zamknięciami, przy wlocie do dwóch sztolni o długości 468 m;
3. wykończono 8 km drogi wojewódzkiej z 5 mostami żelazo-betonowymi i murami oporowymi;
4. wykończono 5,5 km dróg gospodarczych z 2 mostami żelbet. i szeregiem przepustów;
5. zabudowano 6 potoków górskich w zasięgu zalewu z 9 zaporami, korekcjami, żłobami, o łącznej długości 5 km;
6. wykonano kolonię mieszkalną, składającą się z 6 domów mieszkalnych;
7. wywłaszczono 380 ha gruntów, na których znajdowało się 226 gospodarstw.

Ogólne koszty budowy do października 1936 roku wyniosły 15.596.000 zł. Ogólne koszty wykupna gruntów w 1936 r. wyniosły 4.000.000 zł.

Zatem koszty zapory i zbiornika bez elektrowni wynoszą okragło 20.000.000 zł.

Przepracowano okolo 25 milionów robotnikogodzin.

Mimo ciężkich warunków pracy, robotnicy zatrudnieni odnosili się do budowy po obywatelsku, ze zrozumieniem znaczenia gospodarczego wykonywanej zapory.

W okresie budowy nie było żadnych zatargów, ani nieporozumień. Wielu robotników pracowało w bardzo długich okresach, a są i tacy, jak Jan Wawrzyczek, który pracuje nieprzerwanie od roku 1921.

Niestety nie obyło się na budowie bez wypadków. W roku 1928 w październiku zginął przy zakładowaniu konstrukcyj żelaznych dla sztolni ro-

botnik Bartłomiej Słowiak. W roku 1935, 19 stycznia został przysypany ziemią w wykopie robotnik Zontek Rudolf, zaś 8 listopada 1935 r. w wykopie przegrody — Zemczak Karol, 3 października 1936 roku spadł z rusztowania Wawak Józef.

Cześć pamięci tych ludzi, którzy padli na posterunku!

Większość robót, i to robót najtrudniejszych, wykonywano od roku 1934 t. j. w okresie kiedy kierownikiem budowy został mianowany inż. Jerzy Skrzyński.

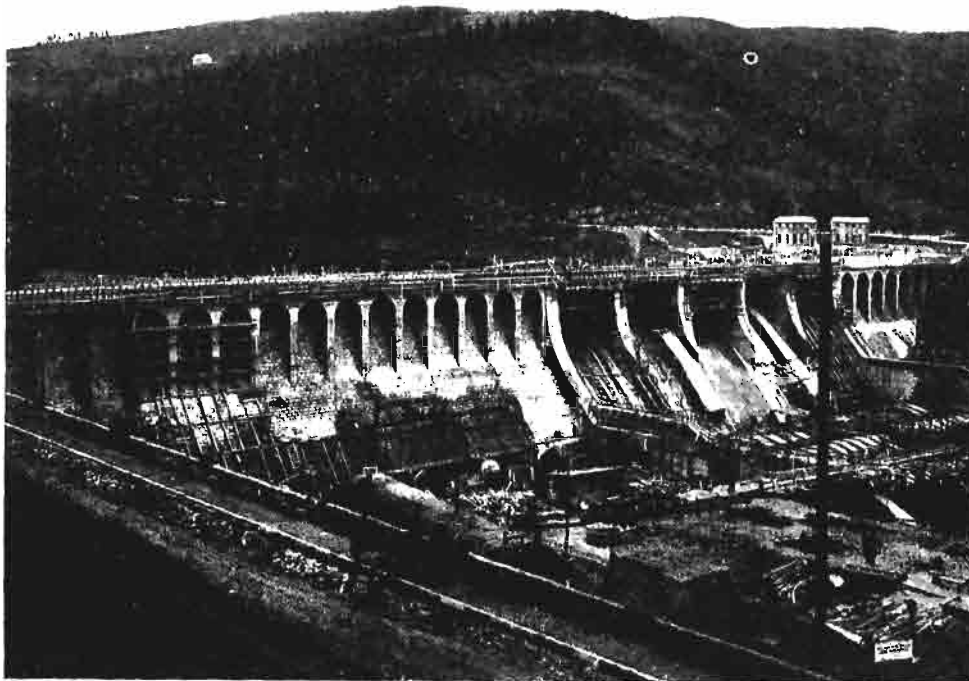
Prócz głębokich wiadomości teoretycznych i praktycznych, które nabył przy budowach zapór w Szwajcarii w firmie „Motor-Columbus” i jako zastępca kierownika budowy zapory i zakładu wodnego w Żurze na Pomorzu, wniósł inż. Skrzyński zamiłowanie, pilność, dokładność, zmysł organizacyjny i jeszcze jedną wielką zaletę, t. j. niezwykle wycucie budowy. Życzyc mu należy szczerze, aby nabyte tu doświadczenie mógł spożytkować przy budowie dalszych zapór w Polsce.

Wytrwałymi pomocnikami Kierownika inż. Skrzyńskiego byli: zastępca, referendarz Henryk Grzybowski, zatrudniony na budowie od początku nieprzerwanie od 1921 r., zawsze czynny, niezwykle pracowity, wiedzący i pamiętający wszystko, wreszcie inż. Herman Ulrich, dzielny i energiczny pracownik, architekt inż. Mieczysław Veit, inż. Eugeniusz Binder, inż. Jan Makarzec, Eugeniusz Buszma i kancelista Józef Klenka, zatrudniony od samego początku, t. j. od 1.VII 1921 r.

W Urzędzie Wojewódzkim referentem spraw budowy zbiornika w Porąbce był inż. Maksymilian Bittner. Trudne to i niewdzięczne zadanie spełnił bardzo umiejętnie, wkładając w nie cały zasób wiedzy inżynierskiej, doświadczenia i pracowitości.

W czasie budowy korzystano również z porad i ekspertyz fachowych.

W kwietniu 1934 r. korzystano z porad inż. Brodowskiego, Dr. Guglera, dalej Dr. Romualda Rostkońskiego i dr. Czesława Kuźniara, inż. Kodelskiego, Prof. Bohdana Tretera, którzy w szeregu



Rys. 6. Zapora od strony powietrznej.

ekspertyz i oceny projektów przyczynili się do budowy.

Wszystkie te wysiłki i prace zbiorowe zostały zrealizowane pod opieką Biura Dróg Wodnych w Ministerstwie Komunikacji, a przede wszystkim Dyrektora inż. Edwarda Romańskiego, pod jego energicznym, fachowym kierownictwem i zarządzeniami, dyktowanymi wielką praktyką, Kierownika Referatu zbiorników w Biurze Dróg Wodnych inż. Henryka Herbicha oraz inż. Stefana Fercha, referenta dla spraw Porąbki, któremu przypadło w

udziale trudne zadanie rozwiązywania skomplikowanych spraw budowy i wykupna gruntów.

W opisie tym starano się zobrazować wielostronne wysiłki inżynierów wodnych, mechaników, architektów, prawników, oraz efekt włożonej przez nich pracy w celu zrealizowania wyłącznie polskimi siłami dzieła, które wybitnie zaważy swym wpływem w dziedzinie gospodarki wodnej.

Należy mieć nadzieję, że budowa zapory wodnej na Sole w Porąbce będzie zapowiedzią dalszych poważnych robót wodnych w Polsce.

**Prof. dr. Karol Pomianowski**

## Zbiorniki na Sole i możliwości budowy zbiorników na fliszu karpackim.

W roku 1906, opracowując kataster sił wodnych Soły, zaprojektowałem na niej budowę trzech zbiorników, a mianowicie: w Porąbce, Ujsole, oraz na dopływie Soły — Łękawce. Największym był zbiornik w Porąbce, a działanie jego najbardziej skuteczne, gdyż zamkniętym mogło być całe górskie dorzecze Soły o powierzchni 1070 km<sup>2</sup>, a zatem tylko o 250 km<sup>2</sup> mniejsze niż całe dorzecze Soły przy ujściu do Wisły.

Na podstawie zdjętych przeze mnie przekrojów poprzecznych doliny oraz na podstawie map 1:25.000 obliczyłem pojemność zbiornika na 30 mil. m<sup>3</sup>, przy piętrzeniu do 320 m n. p. m. oraz budowie zapory w km 32 rzeki. Obszar zalewu wynosił 300 ha, w czym 48 ha koryta rzeki. Przeznaczając 10 mil. m<sup>3</sup> na zapas żelazny, zaś 20 mil. m<sup>3</sup> na pojemność powodziową, utrzymywaną w zbiorniku tylko w okresie letnich powodzi, oraz wypuszczając dodatkowo 6,56 mil. m<sup>3</sup> w ciągu 12,5 godzin czasu,

jaki mógł być do dyspozycji przed nadejściem powodzi, przewidzianym na podstawie obserwacji wezbrania oraz opadów w dorzeczu, można było zredukować największą wówczas falę powodziową z r. 1903 z przepływu obliczonego przeze mnie na 1256 m<sup>3</sup>/s, do wartości 350 m<sup>3</sup>/s.

Zapora miała być typu ciężkiego, podług ówczesnej praktyki w planie łukowa, wody Soły w czasie budowy miały być przeprowadzone dwiema sztolniami po 8 m średnicy, 200 m długości, po jednej sztolni w każdym stoku. Prawobrzeżna droga krajowa miała być od Czernichowa przełożona na brzeg lewy dla obsługi znajdujących się tam miejscowości. Porąbka oraz dwa — wyżej podane zbiorniki mogły przepływ wody Soły poniżej Porąbki podnieść w czasie niskich stanów ze znanych wówczas ok. 2,5 m<sup>3</sup>/s do około 11 m<sup>3</sup>/s, a wyjątkowo 7 m<sup>3</sup>/s. Wzrost energii, dającej się uzyskać w dorzeczu Soły na skutek wybudowania

zbiorników, obliczyłem na przeszło 51 mil. koniogodzin, których skapitalizowana wartość wystarczała dla pokrycia kosztów budowy zbiorników.

Ponieważ budowa zbiorników w dorzeczu Soły miała decydujący wpływ na obniżenie fali powodziowej Wisły w Krakowie, a w owych latach były opracowywane plany ochrony Krakowa przed powodzią, Wydział Krajowy, przy poparciu Koła Polskiego we Wiedniu, zdołał w roku 1908 włączyć budowę zbiorników na Sole w program prac mających się wykonać z t. z. funduszu kanałowego. Stało się to mimo bardzo silnej opozycji ze strony miarodajnych czynników rządowych austriackich. W następnych latach Wydział opracował przez inż. Baeckera i Maćkowskiego, szczegółowe już projekty kilku zbiorników karpaccich, w pierwszym rzędzie na Sole w Porąbce. Zdjęcia szczegółowe na ogół potwierdziły uzyskane przeze mnie daty hydrologiczne, okazało się jednak możliwym podniesienie piętrzenia o jeszcze dwa metry, natomiast potrzebnym przesunięcie osi zaporę o około 300 m w górę rzeki, a to na skutek ekspertyzy geologicznej, wykonanej przez prof. Niedźwieckiego ze Lwowa.

W owych latach w Europie istniały tylko stare zbiorniki Maurytańskie w Hiszpanii, kilka małych zbiorników we Francji, służących do zasilania kanałów żeglugi oraz jeden niezbyt duży zbiornik na zaporze w Gouffre d'Enfer, koło St. Etienne. Największe zbiorniki zaczęli budować Niemcy, a mianowicie szereg zbiorników w Nadrenii, służących dla zaopatrywania wodociągów, obniżania wezbrania oraz wytwarzania energii. Czynnym na tym polu był przede wszystkim Prof. Intze z Akwizgranu. Największym był zbiornik na rzece Urft, budowany przede wszystkim dla celów energetycznych. Na Śląsku wybudowano powodziowy zbiornik w Marklissie na rzece Kwizy oraz był w budowie duży zbiornik w Mauer na rzece Bobrawie, z zaporą fundowaną na piaskowcach z wtrąceniami łupków ilastych. Oba zbiorniki były przede wszystkim powodziowe, ale równocześnie służyć miały celowi wytwarzania energii. W Austrii nie było ani wybudowanych zbiorników, ani nawet zamierzonych tego rodzaju budowli, co w dużej mierze tłumaczyło zasadniczą niechęć, jaką objawiły czynniki rządowe do budowy zbiorników w b. Galicji.

Pomiędzy wielu zarzutami, jakie zostały moim projektom zbiornikowym postawione, była zasadnicza wątpliwość, czy na fliszu karpaccim możliwym jest w ogóle oparcie fundamentów zaporę. Wątpliwości te do dziś jeszcze się błakają nawet po literaturze fachowej polskiej. Warto więc teraz, w świetle uzyskanych dokładnych dat, dotyczących się struktury dolin karpaccich, krytycznie tę zasadniczą sprawę oświetlić.

I tak, we fliszu są dokładnie zbadane skały, bo obnażone w przekrojach fundamentowych, w zaporach Porąbce i Rożnowie, ponadto dokładnie przewiercony i częściowo przesondowany szymbami przekrój na Skawie w Stróży, w końcu jest badany obecnie przekrój w Solinie na Sanie.

Z wiadomości ogólnych o budowie Karpat oraz z danych, uzyskanych w przekrojach zbiornikowych, można dojść do wniosków następujących. Karpaty zostały wypiętrzone przez siły, działające z połu-

dnia. Stąd pochodzi na ogół południowy upad warstw skalnych. Gdy rzeki płyną z południa na północ, os zaporę będzie leżeć na ogół w kierunkach wschód-zachód, a zatem upady warstw będą skierowane ku zbiornikom. Ma to znaczenie podwójnie korzystne: zapewnia szczelność zbiornika oraz powoduje, że na zaporze kierunek wypadkowej siły działających jest zbliżony do prostopadłej do powierzchni warstw, a zatem jest w kierunku, w którym osadowe skały warstwiane wykazują największą wytrzymałość.

Flisz składa się z naprzemianległych skał: piaskowców, łupków ilastych, niekiedy konglomeratów. Piaskowce są często silnie spękane na skutek działania sił górotwórczych, stają się zatem często nieszczelne. Natomiast łupki ilaste, które przy ruchach utworu górskiego uległy sprasowaniu, wygięciu i często przesunięciu, nie straciły jednak swej ciągłości i na skutek tego pozostały wszędzie szczelne. Istnieniem tych szczelnych łupków tłumaczy się właśnie niezwykła nieprzepuszczalność Karpat, brak wód gruntowych, brak występowania większych źródeł, niezmierna rozpiętość między stanami niskimi, a wysokimi na rzekach Karpaccich, co wszystko właśnie wywołuje potrzebę budowania zbiorników.

Na ogół zatem można zawsze liczyć na zupełną szczelność dolin karpaccich tak dla samego zbiornika, jak i dla fundamentu zaporę. Drobne stosunkowo nieszczelności, jakie się mogą objawić, dadzą się łatwo zastrzykami cementowymi usunąć. Szczelność łupków fliszu jest tak znaczna, że stosunkowo bardzo szczelnymi okazały się nawet napotkane uskoki, jak uskok w fundamencie zaporę w Porąbce, lub wielki uskok pod Kościołem w Rożnowie, który to uskok wywołał niewątpliwie utworzenie się zakola Rożnowskiego. W zgruchotanym materiale tego uskoku wykopane szyby w niezbyt znacznej odległości od doliny Dunajca wykazały poziomy wody gruntowej na dwa i więcej dziesiątków metrów wyżej położone, niż poziom wody w dolinie Dunajca. Gdy zatem w dolinach rzecznych można się spotkać z częstym występowaniem uskoczków, gdyż rzeki z natury rzeczy złożyły swe doliny w najsłabszych miejscach górotworu, na skutek czego często koryto ich wypada w terenie przeciętym uskoczkami, doświadczenie okazało, że uskoki te z powodu obecności łupków ogólnej szczelności pokładów nie naruszają.

Wytrzymałość piaskowców jest dostateczna, aby na nich oprzeć zaporę przynajmniej do 70 m wysokie, co na ogół odpowiadałoby piętrzeniu nad poziomem doliny ok. 60 m. Wyższych piętrzeń aniżeli 60 m w dolinach karpaccich nie można jednak spodziewać się, a to z powodu za małych spadków dolin i rzek. Wytrzymałość łupków ilastych i konglomeratów jest znacznie mniejsza, a na samych łupkach bardzo wysokiej zaporę nie można by fundować.

Z reguły jednak w przekrojach dolin spotyka się naprzemianległe warstwy wytrzymałych piaskowców oraz mniej wytrzymałych łupków. Wypadek taki zachodzi na przykład w Rożnowie, gdzie jednak znaleziono metodę, aby i w takich niekorzystnych warunkach naturalnej współpracy dwóch



różnych materiałów, przez wstawienie przejściowej odpowiednio uzbrojonej płyty, uzyskać zupełnie poprawny rozkład naprężeń w fundamencie przy utrzymaniu ich w granicach dopuszczalnych dla skal bardzo różnego typu, jako to konglomeratów, łupków i piaskowców.

Z powyższego wynika, iż flisz karpacki, jako materiał tworzący dno i ściany basenów zbiornikowych, ma dużą zaletę *s z c z e l n o ś c i* prawie absolutnej, mimo nawet często w nim napotykanym uskoków, następnie że w zwiężeniach dolin, jako najodpowiedniejszych miejscach dla budowy zapór, spotykamy w fundamencie z reguły piaskow-

ce, a ich wytrzymałość jest dostateczna dla posadowienia nawet najwyższych, w Karpatach możliwych zapór, w końcu, że nawet w wypadkach wtrącenia między piaskowce znacznie mniej wytrzymałych łupków ilastych i konglomeratów można uzyskać normalne i zupełnie poprawne warunki fundowania.

Zapora w Porąbce jest pierwszą dużą zaporą, wybudowaną w typowym fliszu karpackim. Najbliższe miesiące niewątpliwie pozwolą stwierdzić, że przy odpowiednim skrupulatnym wykonaniu fundamentów, jak to tam miało miejsce, zapora i zbiornik będą swą służbę pełnić bez zarzutu.

**Inż. Jerzy Skrzyński**

## Budowa przegrody na Sole w Porąbce.

Przegroda na rz. Sole w Porąbce skonstruowana została jako mur ciężki z betonu plastycznego i fundowana na pokładach skalnych, składających się z ławic piaskowca godulskiego, przewarstwionych łupkami ilastymi i krzemienistymi. Ilość betonu użyta do wykonania przegrody wynosi 99.000 m<sup>3</sup>. Długość zapory równa się 260,3 m, szerokość zaś muru w koronie, wykształconej jako droga, dochodzi do 8,40 m. Wysokość przegrody nad dawnym korytem rzeki Soły wynosi 22 m, zaś maksymalna wysokość od najniższego punktu fundowania równa się 38,2 m. Aby zapobiec spękaniu muru od skurczu betonu i wahań temperatury w różnych porach roku, podzielono mur na 18 oddzielnych bloków, uszczelnionych pomiędzy sobą przy pomocy blachy miedzianej o grubości 2 mm i masy asfaltowej, wypełniającej szybk o przekroju 20 × 20 cm. Dla kontroli uszczelnienia fug dylatacyjnych przegrody przewidziane są szyby pionowe, o wymiarach 80 × 80 cm. Wzdłuż muru na różnych wysokościach pozostawiono trzy galerie kontrolne, o wymiarach 1,20 × 2 m dla badania wnętrza muru po ukończeniu budowy. W galeriach po ich stronie odwodnej przewidziane zostały rowki dla odpływu wody, która ewentualnie może do-

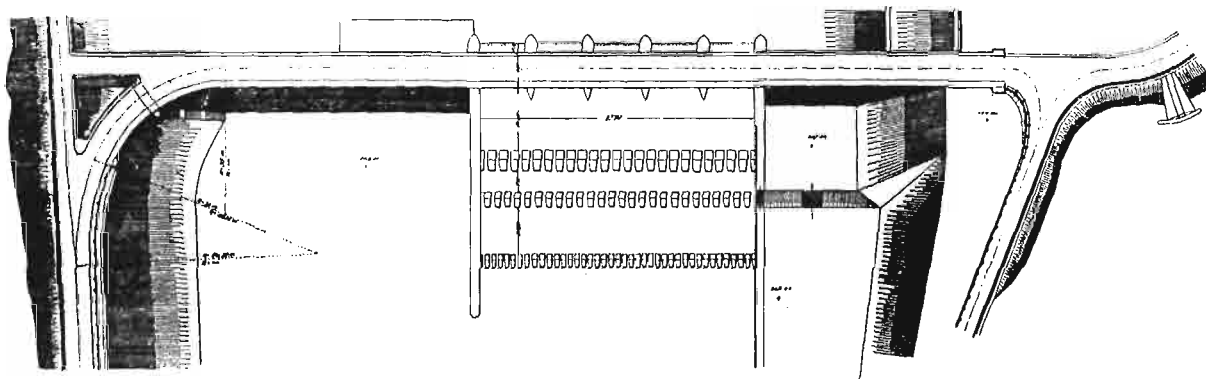
stać się do galerii kontrolnych. W rowkach tych, na końcu każdego bloku, są urządzenia dla pomiaru ilości przeciekającej wody. Połączenie między galeriami stanowią szyby pionowe, o wymiarach 1,20 × 1,20 m, dostępne z zewnątrz przez galerie wejściowe, usytuowane na poziomie terenu. Sam mur, wykonany jest po stronie odwodnej z warstwy wodoszczelnego betonu o grubości 2—2,60 m (średnio 2,30 m), strona odpowietrzna zaś muru obłożona jest licówką z piaskowca miejscowego dla ochrony przed ujemnymi wpływami atmosferycznymi. Beton odwodny jest o dozowaniu 300 kg na 1 m<sup>3</sup> gotowego betonu, albo P. 300 (skrót), beton fundamentowy, o grubości minimum 0,5 m — P.250, zaś beton rdzeniowy P.180. Zewnętrzne powierzchnie betonu, nie chronione licówką mają dozowanie również P.250, jak beton fundamentowy przegrody.

Oprócz urządzeń dla pomiarów przesączającej się przez mur wody, przewidziano w przegrodzie jeszcze inne urządzenia, np. dla pomiarów wyporu wody na stopę fundamentową muru, pomiarów naprężeń i temperatur w murze oraz dla pomiarów odkształceń muru.

Widok zapory od str. odwodnej.



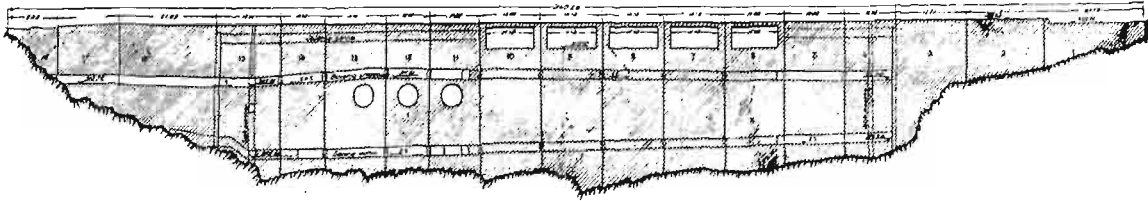
Widok z góry.



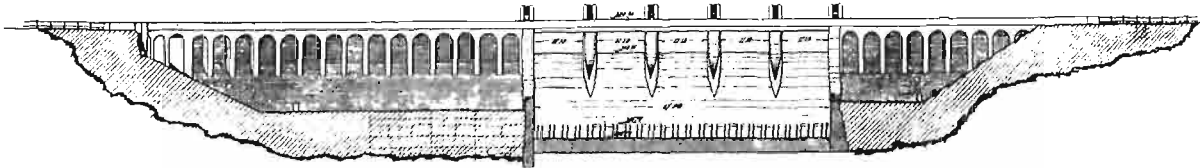
Rys. 1a. Widok zapory od strony odwodnej oraz widok z góry.



Przekrój podłużny zapory.



Widok zapory od strondopolewicznej.



Rys. 1b.

Cała powierzchnia odwodna muru jest zdrenowana za pomocą wydrzeń pionowych, o średnicy 30 cm, połączonych z galeriami w ten sposób, że dren nad galerią nie pokrywa się z drenem pod galerią, a wszystkie drewny rozstawione są mijankowo.

Trzy rodzaje przekrojów charakteryzują kształt przegrody: (rys. 1 c, d).

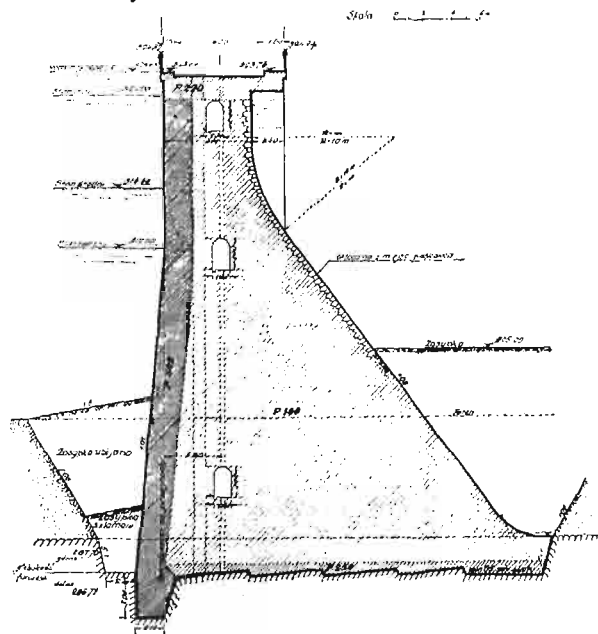
przekrój normalny muru, wykonany w 10-ciu blokach, na długości 154,2 m;

przekrój przelewowy, w 5-ciu blokach, na długości 70,3 m;

przekrój turbinowy dla 3-ch bloków turbinowych, o łącznej długości 35,8 m.

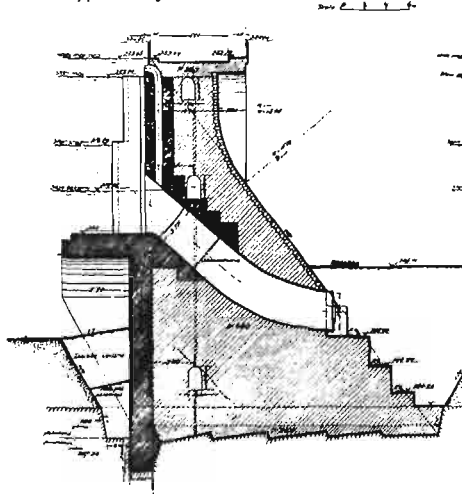
Przelew składa się z pięciu otworów o długości światła 11,18 m i grubości warstwy przelewającej się wody 4,0 m. Każdy otwór zamknięty będzie zasuwą płaską, specjalnej konstrukcji, uruchamianą elektrycznie i ręcznie. Ogromne masy wody w ilości 1200 m<sup>3</sup>/s., spadając z wysokości 20 m, rozbite zostaną przez 3 szeregi szykan w postaci kłoców betonowych, zakotwionych w grube płyty, również betonowe. (Rys. 2). Przed wybudowaniem, urządzenia do zniszczenia energii spadającej

Normalny przekrój przegrody

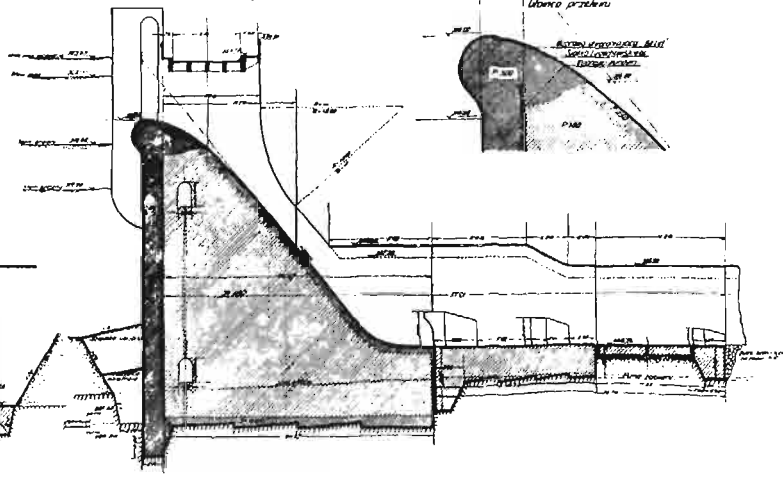


Rys. 1c.

Przekrój przez ślady turbinowe



Przekrój przez przelewo burzowy



Rys. 1d.

wody, równej 240.000 KM, zostało ono wypróbowane na modelu w Laboratorium Wodnym Politechniki Warszawskiej. Po wyjściu z płyty wypadowej, woda odpłynie spokojnie uregulowanym poniżej przegrody korytem rzeki. Po stronie odpowietrznej odcinka turbincowego zapory, składającego się z trzech bloków, zaprojektowana jest elektrownia wodna o trzech turbinach, systemu Kaplana i łącznej mocy instalowanej 20.000 KW. (Rys. 1).



Rys. 2. Szykany dla niszczenia energii wody, spadającej z przelewów.

Dla odprowadzenia wielkich wód w czasie budowy oraz jako spust po jej ukończeniu wykonano dwie sztolnie obiegowe, usytuowane w lewym stoku, o przekroju tunelowym, równym 21,6 m<sup>2</sup> (każdy), zamknięte za pomocą podwójnych zasuw. Zasuw (płaska i segmentowa) mieszczą się w

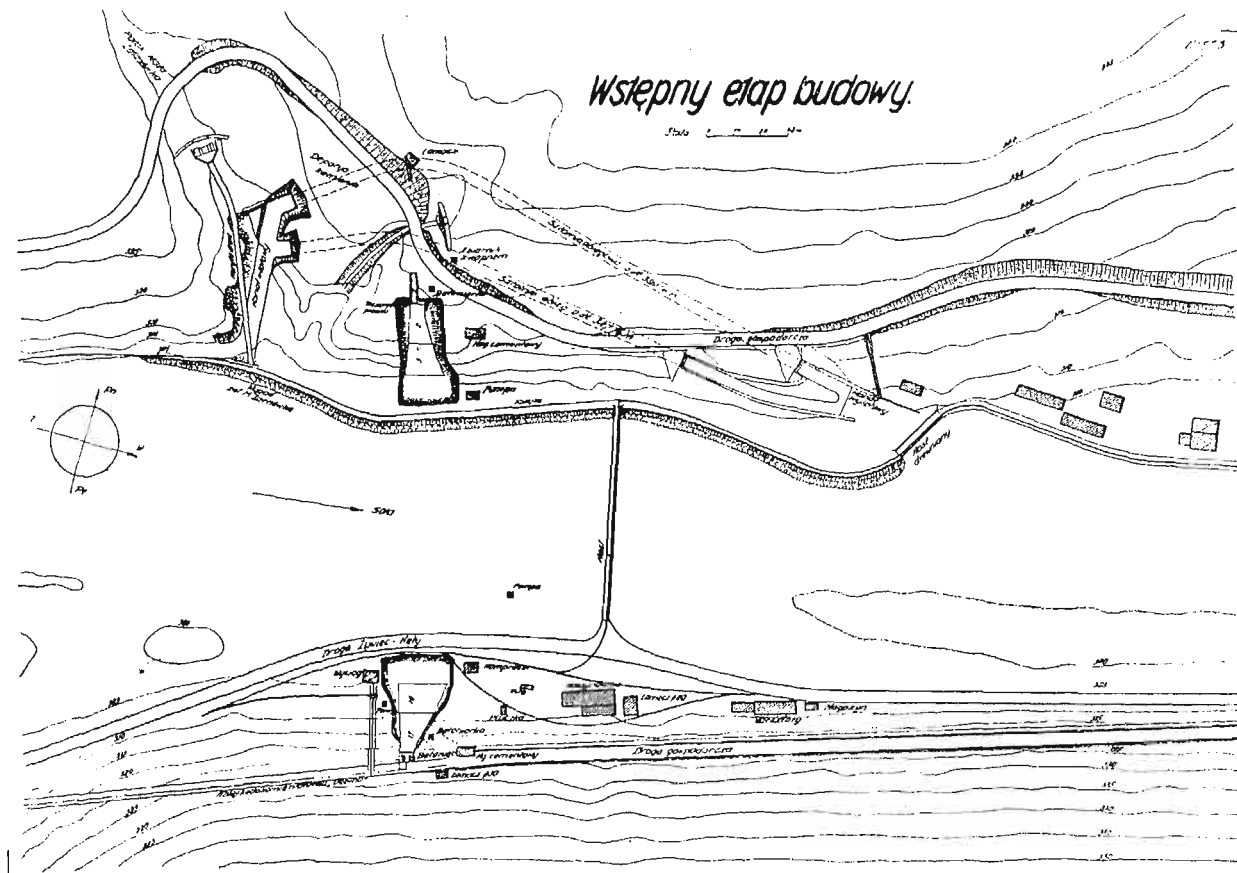
specjalnych wieżach zamknięć, w których zainstalowane są wyciągi ręczne i elektryczne dla podnoszenia i opuszczania zasuw.

Sztolnie mogły odprowadzić podczas budowy 150 m<sup>3</sup>/s. wody. Później sztolnie odprowadzą 520 m<sup>3</sup>/s. wody, przy maksymalnym spiętrzeniu wody w zbiorniku do rzędnej 322,00, co łącznie z przelewami pozwala na odprowadzenie całej katastrofalnej wody, w ilości 1720 m<sup>3</sup>/s. Taki wypadek mógłby mieć miejsce, gdyby fala powodziowa napotkała zbiornik pełny. I wtedy także dzięki urządzeniom przelewowym i sztolniom, stałość przegrody jest zapewniona.

Mur liczone z uwzględnieniem 80% wyporu oraz w tym założeniu, że ewentualne spękania skały i rysy podłoża fundamentowego zostaną uszczelnione przy pomocy zastrzyków cementowych.

#### Wykonanie budowy.

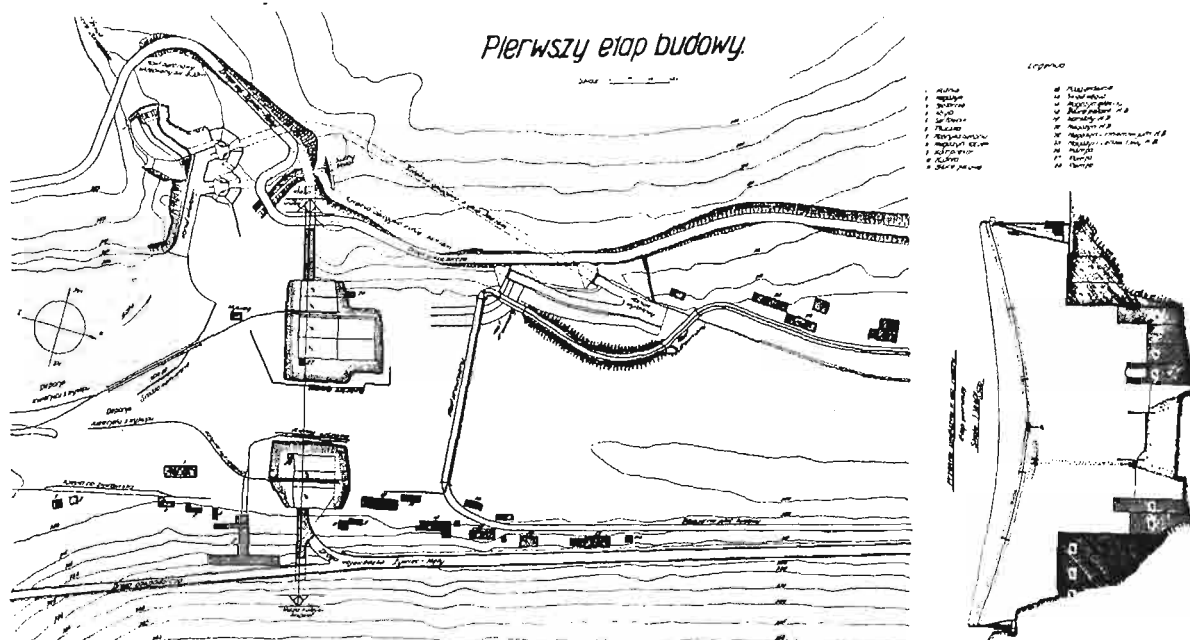
Roboty wykonawcze na zbiorniku prowadzone były do roku 1934 we własnym zarządzie, prócz wierceń dla studiów geologicznych, które jak wspomniano wykonała Firma T.P.G. (Towarzystwo Poszukiwań Górniczych) w Krakowie, oprócz wykonania 200 mb sztolni kierunkowej dla sztolni obiegowych, którą wykonała Firma inż. Franciszek Glasser w Krakowie od września 1925 r. do października 1926 r. Po roku 1934 wykończenie przegrody pomiędzy zbudowanymi w latach 1926 do 1930 przyczółkami oddano z przetargu Towarzystwu Polsko - Francuskiemu Rob. Publ. w Warszawie, wszystkie zaś inne roboty, jak budowa dróg i mostów, zabudowanie potoków górskich i gruntowny remont przyczółków przegrody wykonano we własnym zarządzie. (Rys. 3).



Rys. 3.

W roku 1934 po dłuższym zastoju, zajęto się głównie budową instalacji dla budowy przegrody, wykopem dołów pod fundamenty przegrody, budową mostu żelbetonowego w Tresnej, budową dróg, zabudową potoków i t. p. W szczególności w roku tym zbudowana została prowizoryczna elektrownia parowa o instalowanej mocy 1500 KM, wytwórnia kruszywa i fabryka betonu, kolejka linowa dla transportu betonu i innych materiałów do budowy przegrody, warsztaty i baraki, dla pomieszczenia kompresorów, pomp, stolarni i t. p.

Dla wykonania robót na przegrodzie podzielono cały dół, o długości ok. 157 m, na trzy części tak, że podczas prowadzenia robót w jednej części, druga służyć mogła dla odprowadzania większych wód Soły, których by sztolnie obiegowe nie były w stanie odprowadzić. (Rys. 4).



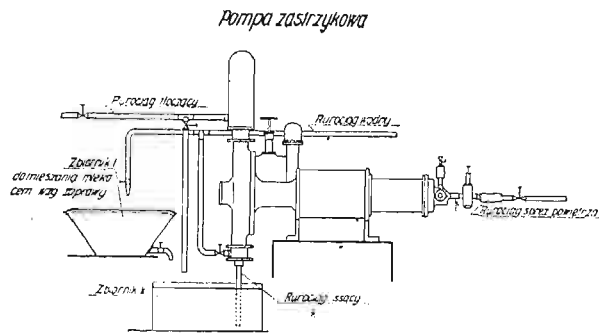
Rys. 4.

W roku 1934, aż do września roku 1935, pracowano w prawym i lewym dole fundamentowym, pozostawiając, zwężone do 30 m, koryto Soły dla odprowadzenia normalnych wód, gdyż sztolnia obiegowa do listopada 1934 roku nie była gotowa do użytku. Do końca roku 1934 zdołano wykonać na zaporze około 27.000 m<sup>3</sup> wykopów i załedwie 1546 m<sup>3</sup> betonu. Beton wykonano jedynie dla tego, aby przed zimą przykryć skałę fundamentową bloków prawego dołu, odkrytą o 7 m. głębiej, niż skała prawego przyczółka. Wykonano beton przy pomocy prymitywnych instalacji dla mycia i sortowania kruszywa, gdyż wytwórnia kruszywa i fabryka betonu nie była jeszcze gotowa. Tym niemniej krzywa przesiewu kruszywa, przepisana przez Kierownictwo Budowy, została dochowana.

Rok 1935 upłynął całkowicie pod hasłem fundowania. W roku tym, z wyjątkiem trzech płyt na wypadach przelewowych, wykonano wszystkie fundamenty, przykrywając skałę przynajmniej 2-metrową warstwą betonu. Nie była to praca łatwa. Spękana skała wymagała zazwyczaj głębszego fundowania, niż to przewidywał projekt. Natra-

fiono w kilku miejscach na uskoki, z których najpoważniejszy przebiegał z północo-zachodu na południowo-wschód, idąc pod blokami, 4, 5, 6 i 7 lewego dołu fundamentowego. Wymagało to dużo trudów, aby jeszcze przed zabetonowaniem uskoku mieć pewność, że stosowane sposoby uszczelnienia odniosły zamierzony skutek. Nic więc dziwnego, że w tym roku postęp betonowania nie szedł szybko, że za cały sezon budowlany od połowy maja do początków grudnia wykonano tylko 34.630 m<sup>3</sup> betonu. Sukcesem tego okresu było to, że przed zimą udało się przygotować całą powierzchnię fundamentową przegrody do robót zastrzykowych. Roboty te rozpoczęto w maju 1935 roku. Zostały one poprzedzone wierceniami otworów pod zastrzyki, które zaczęte były jeszcze w listopadzie roku 1934. Z

początku wiercenia były prowadzone z powierzchni skały, do otworów zabetonowywano rury gazowe o średn. 2" i w takim stanie skałę zabetonowywano. Po dostatecznym stwardnieniu betonu przystępowano do zastrzyku. Później doświadczenie pokazało, że lepiej jest po przygotowaniu skały (staranne oczyszczenie i fugowanie, mycie szczotkami drucianymi) od razu położyć warstwę betonu, a potem przez beton wierceć otwory w skałę. Tym sposobem wykonano następnie wszystkie wiercenia w fundamencie przegrody. Pod podszwą przegrody projektowane były wiercenia o głębokości 3,5 do 6 m, w miarę przybliżania się do strony odwodnej muru coraz głębsze. Jeden otwór przypadał na 16 m<sup>2</sup> powierzchni fundamentu. Mleko cementowe, względnie zaprawę cementową wiskano do tych otworów pod stosunkowo małymi ciśnieniami, od 4 do 6 atmosfer, stosując w przybliżeniu zasadę, że jednemu metrowi głębokości otworu winna odpowiadać jedna atmosfera ciśnienia. Zastrzyki w fundamencie przegrody miały na celu wypełnienie szczelin skalnych, powiązanie spękanych warstw skalnych oraz betonu fundamentowego ze skałą. By-

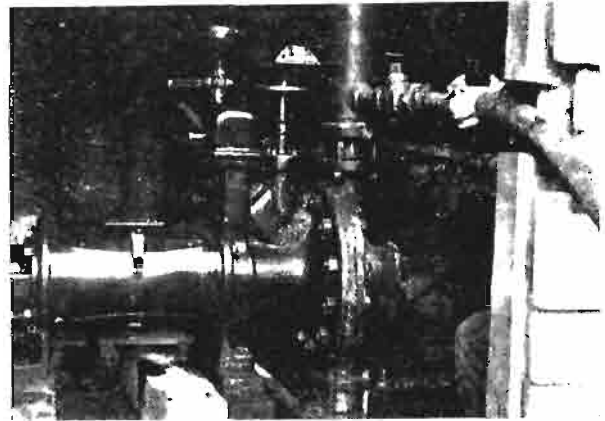


Rys. 5.

względnie zaprawy, pogłębiano go do 7,0 m, a ciśnienie zastrzykowe zwiększano do 8,5 atm. W trzeciej fazie wiercono ten sam otwór do 10,0 m i zastrzykiwano go ciśnieniem do 10 atm. Zwykły sposób zastrzykiwania, od razu do ostatecznej głębokości wywierzonego otworu, nie dawał dobrych rezultatów, ze względu na niemożliwość stosowania większych ciśnień w warstwowej skale, z uwagi na znaczne wycieki mleka cementowego. Do zastrzyków stosowano mleko cementowe o dozowaniu od 1 : 1 do 1 : 7 — a nawet 1 : 10 (cement do wody), albo zaprawę cementową o dozowaniu od 1 : 1 : 2 do 1 : 1 : 5 (cement do piasku i do wody). W czasie



Rys. 6. Aparat zastrzykowy z manometrem.

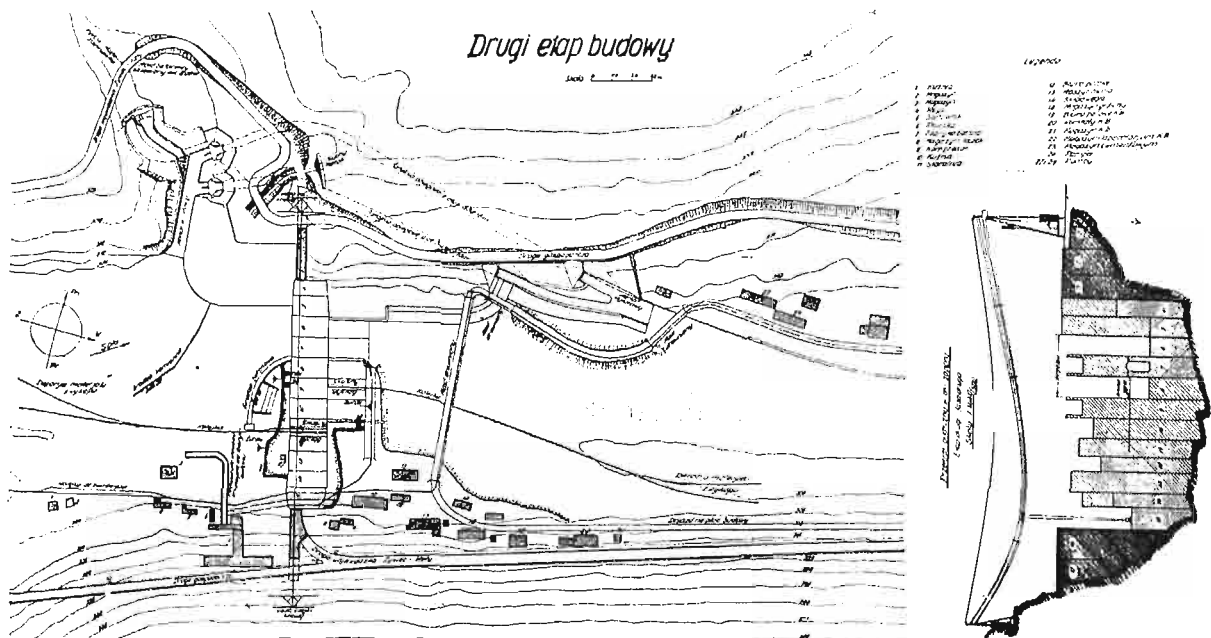


Rys. 7. Pompa „Hány”

ły one kontynuowane przez całą zimę roku 1935/36, tak że z wiosną 1936 roku wszystkie bloki były gotowe do dalszego betonowania. Jednocześnie prowadzono uszczelnienie od strony odwodnej skały, tworząc nieprzepuszczalną ścianę — na głębokość przeszło 10,0 m poniżej ostrogi, przy pomocy zastrzyków do otworów rozstawionych mijankowo w dwa rzędy pod ostrogą, względnie za ostrogą. Głębokość tych otworów była przyjęta początkowo 7 m, potem 10,0 m. Zastrzyki wykonywano w sposób schodzący w 3-ch fazach t. j. najprzód wiercono otwór do 4,0 m i zastrzykiwano go ciśnieniem do 7 atm., następnie po stężeniu mleka cementowego.

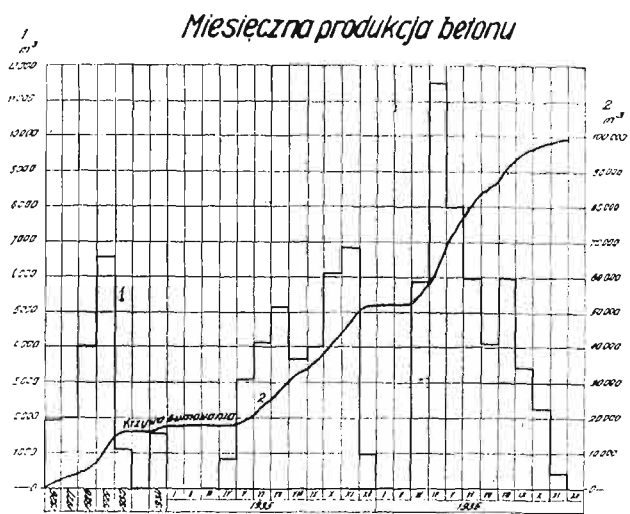
od 2 maja 1935 roku do 31 marca 1936 roku wstrzyknięto 590.000 kg. cementu, t. j. ok. 40 wagonów 15-tonnowych. (Rys. 5, 6, 7).

Wczesna wiosna 1936 roku pozwoliła rozpocząć roboty betonowe już w miesiącu marcu. Na 12 betonujących się bloków — 9 bloków betonować można było bez przeszkód. Jeszcze w roku 1935 pozostawiono dwa bloki przelewowe (V i VI) na rzędnej 302,00 (poziom rzeki), które łącznie ze specjalnie pozostawionym otworem w bloku 7-mym służyły do odprowadzania nadmiaru wielkich wód. (Rys. 8).



Rys. 8.

Do sierpnia 1935 roku nadmiar wielkich wód był odprowadzany przez zwężone koryto Soły, gdzie rozpoczęto prace dopiero po zbudowaniu grodzy prowizorycznej, pozostawiając dla przepływu wielkich wód wyżej wymienione bloki. Również przerwano betonowanie na bloku 15-tym, gdzie umieszczono na rzędnej 305,00 (na poziomie mieszarek betonu) platformę dla przeladunku betonu na kolejkę linową. Dysponowanie większą ilością miejsca do betonowania od samego początku sezonu budowlanego roku bieżącego, niż w roku ubiegłym, wpłynęło bardzo korzystnie na zwiększenie tempa betonowania. Z wykresu miesięcznych produkcji betonu widzimy, że produkcja miesięczna marca, jeszcze tak niepewnego pod względem aury, przewyższyła znacznie produkcję z 7 miesięcy roku 1935, a tylko nieco ustępowała produkcji w październiku i listopadzie tego roku. (Rys. 9).



Rys. 9.

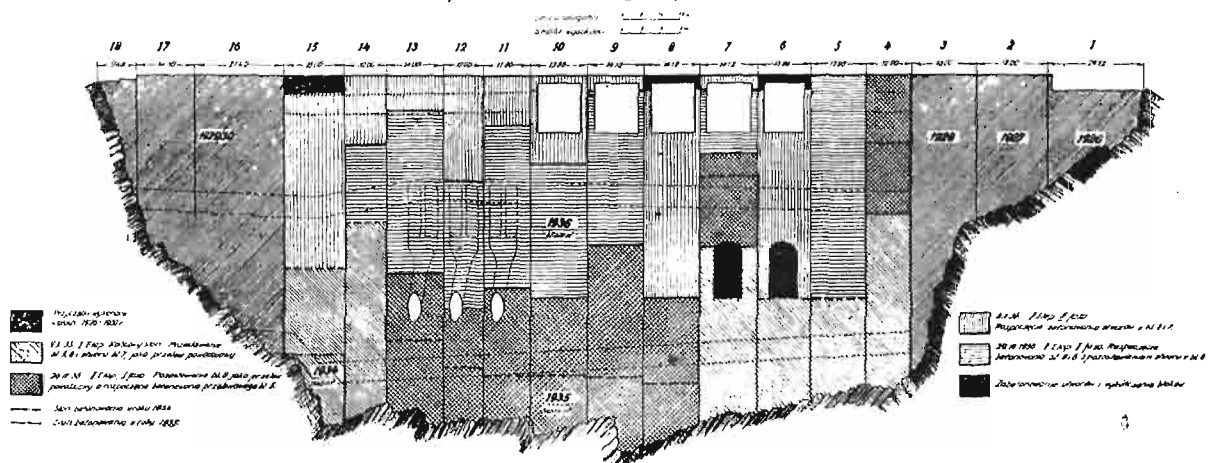
Poczynając od maja produkcje miesięczne betonu spadają i w lipcu osiągają najmniejszą tego-roczną cyfrę 4,100 m<sup>3</sup>. Wpływają na to przede wszystkim skomplikowane roboty przygotowawcze na blokach, jak montowanie i spawanie na blokach turbinowych rur do turbin (z blach żelaznych o

grubości 7 mm), skomplikowane szalowanie wlotów turbinowych, głowic przelewów burzowych i filarek, zbrojenie bloków turbinowych i przelewowych. Wszystkie te roboty zapoczątkowane były jeszcze w kwietniu, ale najwięcej odbiły się one na postępie betonowania, kiedy betonowane dwumetrowe warstwy w miarę postępu betonowania w górę, miały kubaturę betonu coraz mniejszą.

W lipcu 1936 roku dawał się odczuwać brak miejsca do betonowania. Na dziewięć betonujących się bloków odpadły do betonowania cztery. Blok IV został ukończony 10 kwietnia r. b., blok VII, przelewowy — już w końcu czerwca, — blok V — 16 lipca b. r., — IX blok przelewowy — w końcu lipca. Bloki VII i IX doprowadzone zostały jedynie do wysokości mostów nad przelewami. Wobec takiej sytuacji zdecydowano w końcu lipca dalsze betonowanie przerwanych w swoim czasie bloków VIII i XV.

Przed wznowieniem betonowania bloku XV należało zmienić sposób dostawy betonu z fabryki do kolejki linowej. W tym celu zainstalowano transportery taśmowe, które w trzech łamanych odcinkach przeprowadzono od mieszarek na koniec prawego przyczółka. W sierpniu kiedy prawdopodobieństwo pojawienia się wielkich wód było mniejsze, przystąpiono również do betonowania bloków VI i VIII, które były przeznaczone do odprowadzenia wielkich wód. Ze względu na dodatkowe bezpieczeństwo w bloku VI pozostawiono otwór, podobnie jak w bloku VII. Dwa otwory, każdy o przekroju około 30 m<sup>2</sup> łącznie ze sztolniami obiegowymi, zdolne były odprowadzić około 320 m<sup>3</sup>/s. wody, przy spiętrzeniu nie zagrożającym instalacjom do betonowania, znajdującym się na terenie zalewowym. Produkcja betonu w sierpniu wzrosła do ok. 6000 m<sup>3</sup>, była więc o 50% większa, niż w miesiącu lipcu. We wrześniu betonowano wyłącznie w górnej partii przegrody, gdzie coraz bardziej zwięzające się przekroje powierzchni betonowania, powodowały stałe zmniejszanie się wydajności betonowania. W miesiącu tym wykonano tylko 3.400 m<sup>3</sup> betonu. W połowie października przystąpiono do zabetonowania pozostałych w blokach VI i VII otworów, tak że w końcu października po ułożeniu ostatnich 2.300 m<sup>3</sup> betonu, betonowanie muru przegrody zostało ukończone. (Rys. 10).

Postęp betonowania wg. etapów i faz.



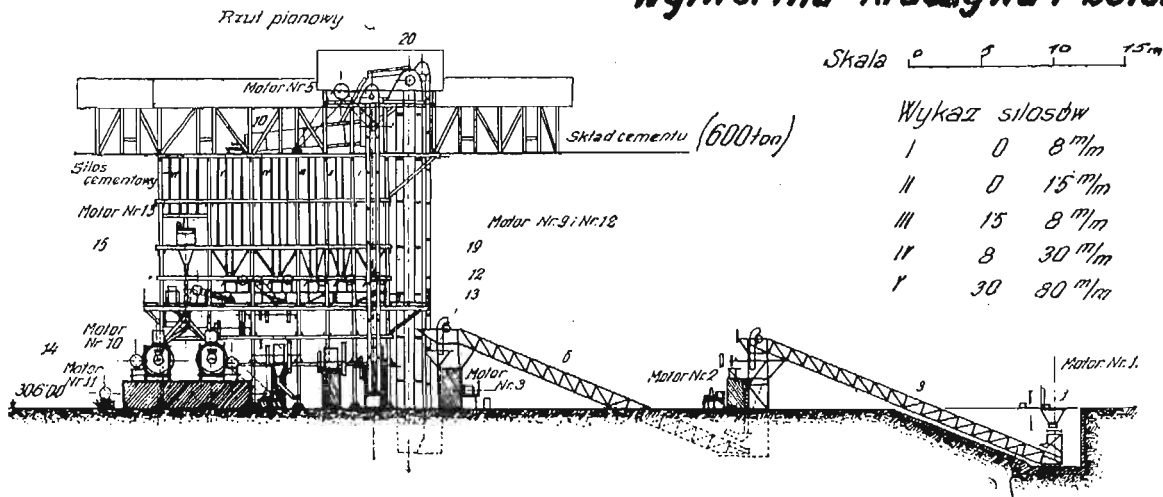
Rys. 10.

Dla wykonania tych mas betonu zbudowana była specjalna instalacja dla wytwarzania kruszywa i betonu, o instalowanej mocy motorów 257,8 KM. Wytwórnia kruszywa przysposobiona była do płukania, sortowania oraz przeróbki materiału żwirowego z naturalnego uziarnienia na przepisaną przez Kierownictwo Budowy krzywą przesiewu<sup>1)</sup>. Materiał ten dostarczany był kolejką roboczą z położonych w odległości 1 — 3 km żwirowisk rzeki Soły. Cały materiał pobierany ze żwirowisk prawie bez strat zostaje przerobiony w fabryce na kruszywo, podzielone następnie według uziarnienia i zmagazynowane w poszczególnych silosach. Materiał naturalny, o uziarnieniu 0/8 mm (piasek) od razu po przemyciu dostaje się do swego silosu. Kruszywo o uziarnieniu 8/30 i 30/80, zmagazynowane w oddzielnych silosach, składa się z naturalnych żwirów o żądanej średnicy oraz z po-

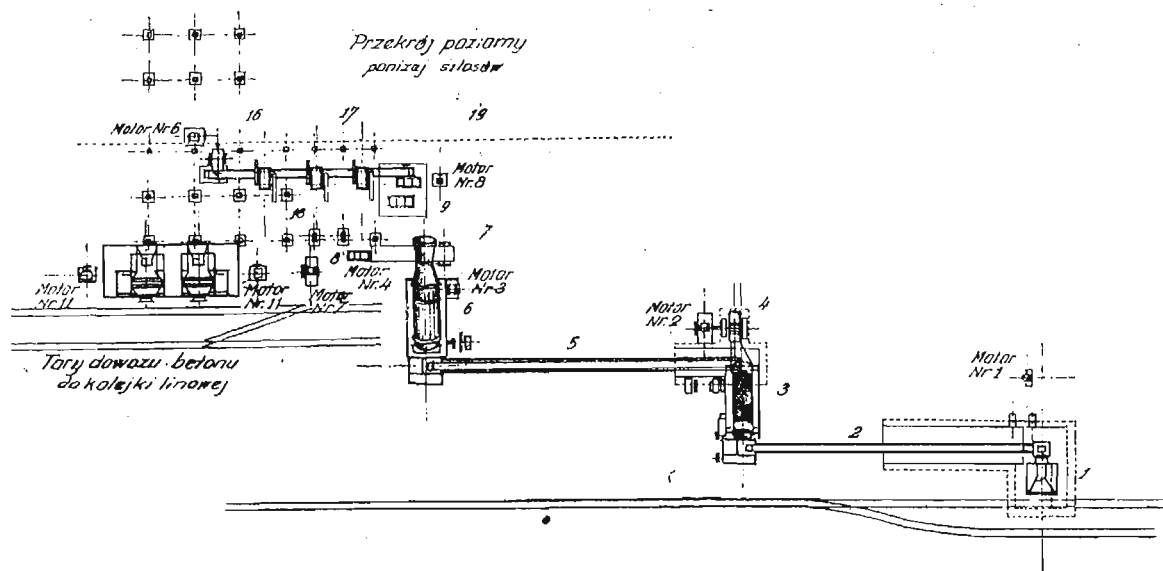
tluczonego na gryzakach żwiru. Oprócz tych zasadniczych komponentów wytwarza się w fabryce na młynach walcowych sztuczny piasek 0/8 mm, który zostaje sortowany na dwa oddzielne komponenty 0/1,5 mm i 1,5/8 mm, i zmagazynowany w dwóch dodatkowych silosach. Ogólna pojemność 5 silosów wynosi 300 m<sup>3</sup>. Dozowanie kruszywa jest objętościowe i odbywa się za pomocą specjalnych aparatów u wylotów silosów. Dozowanie cementu jest wagowe. Do odważania służy specjalna waga automatyczna obsługiwana z poziomu betoniarek tak, jak aparaty do dozowania kruszywa. Woda jest dozowana objętościowo. Stosowane współczynniki woda - cementowe dla betonów P.300, P.250 i P.180 są 0,5 — 0,65; 0,7 — 0,75 i 0,9 — 1,0 — dla betonu plastycznego. Zgodność uziarnienia kruszywa, dostarczonego do mieszarek, z żądaną krzywą przesiewu oraz dobroć betonu pod względem wodoszczelności i wytrzymałości kontrolowało czynne stale laboratorium Kierownictwa Budowy, pobierające prawie z każdej warstwy betonowania odpowiednie próbki. (Rys. 11a, b, c, d).

<sup>1)</sup> Dokładniej sprawę tę omawia niżej inż. K. Lewicki w artykule p. l.: „Laboratorium betonowe w Porąbce”.

## Wytwórnia kruszywa i betonu.

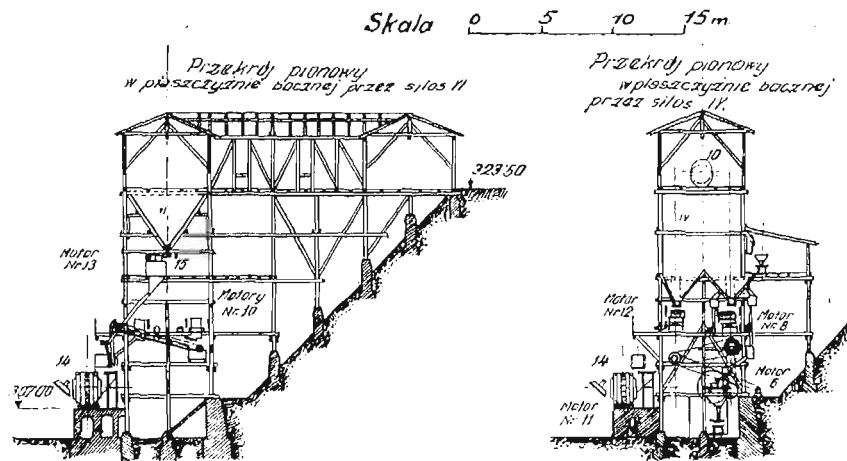


Rys. 11a.



Rys. 11b.





Rys. 11c.

Wytwórnia kruszywa i betonu.

Rys. 11a, 11b, 11c. 1 — wysyp; 2 — przenośnik; 3 — sortownik wstępny; 4 — łamacz; 5 — przenośnik; 6 — płuczka z sitem stożkowym; 7 — dodatkowa płuczka piasku; 8, 9 — podnośniki czerpakowe; 10 — sortownik główny; 11 — silosy; 12 aparaty automatyczne do dozowania kruszywa; 13 — przenośnik z gumową taśmą; 14 — betoniarki; 15 — waga automatyczna do cementu; 16 — łamacz; 17 — młyny walcowe; 18 — przenośnik gumowy do mat. mielonego i kruszonego; 19 — podnośnik czerpakowy; 20 — sito wibracyjne. Moc silników elektrycznych 257,8 KM.

Prócz betonowania, w roku bieżącym wykonywano w dalszym ciągu uszczelnienie skały od strony odwodnej muru za pomocą zastrzyków. Do zastrzyków stosowano oprócz mleka cementowego, także i zaprawę cementową. Po zakończeniu zastrzyków w partii przegrody, objętej programem 1934—1936 roku, przystąpiono do uszczelnienia w ten sam sposób fundamentów przyczółków przegrody, wykonanych w latach 1926 — 1930. Ogółem zostało wykonane około 500 mb. otworów zastrzykowych, o głębokości 3,5 do 13,0 m. (wyjątkowo 15,0,

na budowie nie przekraczało 10 atm., tylko wyjątkowo stosowano 15 atm. Do rejestracji ciśnień używano manometru samopiszącego. Załączone rysunki przedstawiają krzywe ciśnień dla jednego z otworów, zdjęte z bębna manometru (Rys. 13a, b).

Po zakończeniu zastrzyków, przed zasypką dołów, zbadano dokładność uszczelnienia skały pod ostrogą przegrody za pomocą serii kontrolnych zastrzyków. Za kryterium oceny szczelności dla fundamentów przegrody w Porąbce przyjęto następującą zasadę: otwór zastrzykowy o głębokości 10,0 m nie powinien mieć większej chłonności mleka cementowego, o stosunku 1 : 7, niż 0,2—0,5 litra na minutę — przy ciśnieniu statycznym na pompie w czasie ostatnich 10-ciu minut zastrzyku równym 10 atm.

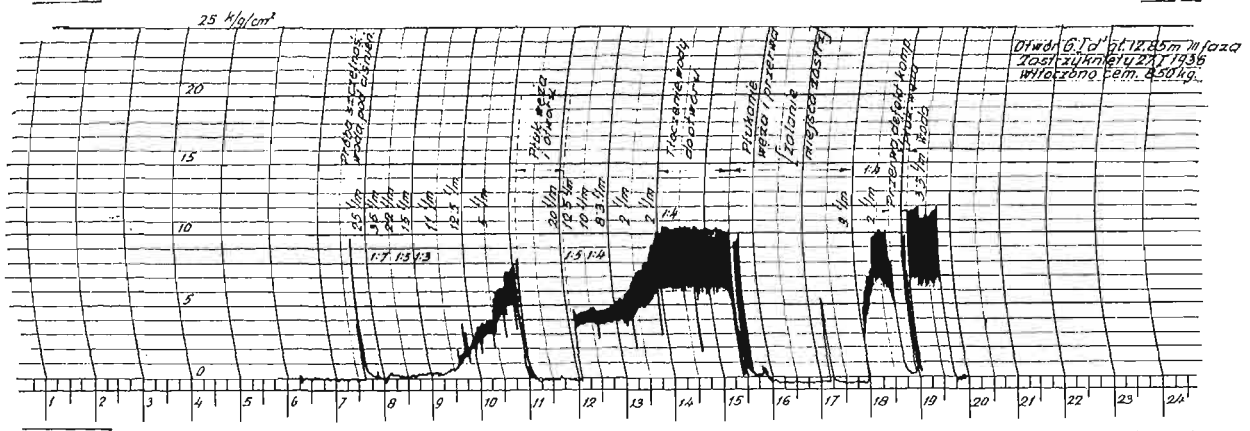


Rys. 11d. Wytwórnia kruszywa i betonu.

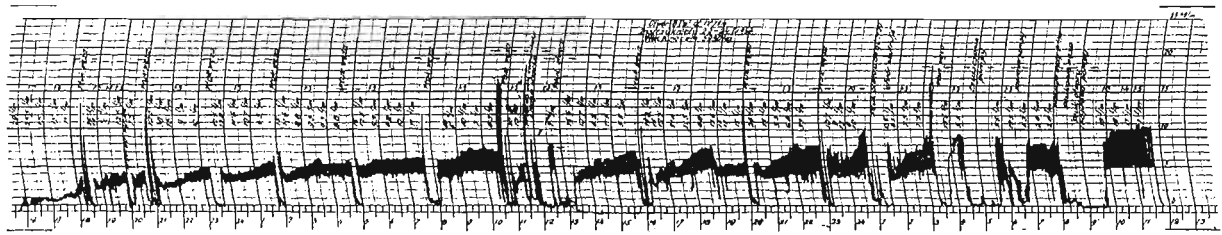
a nawet 18,0 m). Otwory wiercono wiertarkami pneumatycznymi systemu „Ingersoll”, typu S.80 i L.74, przy pomocy sprężonego powietrza. (Rys. 12). Do zastrzyków zużyto 900.000 kg. cementu i około 82.000 litrów drobnego piasku, otrzymywanego z płóczki fabryki. Zastrzyki wykonywano przy pomocy dwóch specjalnych pomp, systemu Häny (Szwajcaria). Pompy były przysposobione do wytwarzania ciśnień do 25 atm. i do 40 atm. przy maksymalnej wydajności od 36 do 20 litrów. Stosowane ciśnienie



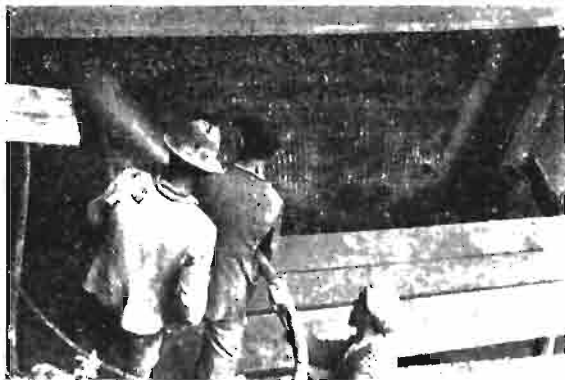
Rys. 12. Wiercenie otworu systemem „Ingersoll”.



Rys. 13a. Krzywa ciśnienia przy zastrzykach.

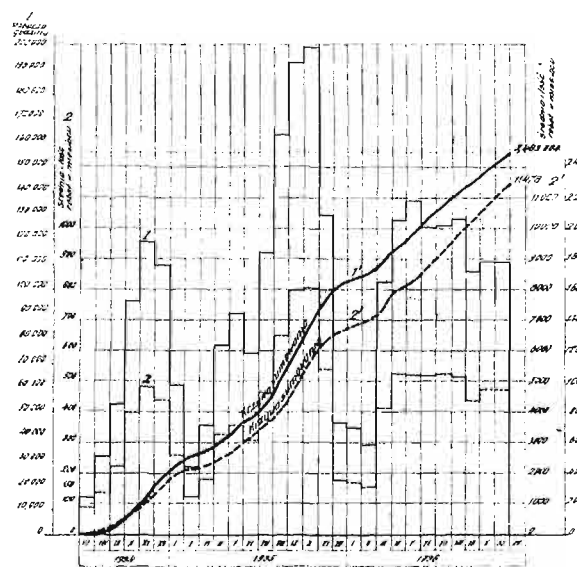


Rys. 13b. Krzywa ciśnienia przy zastrzykach.



Rys. 14. Torkretowanie muru na siatce Ledóchowskiego.

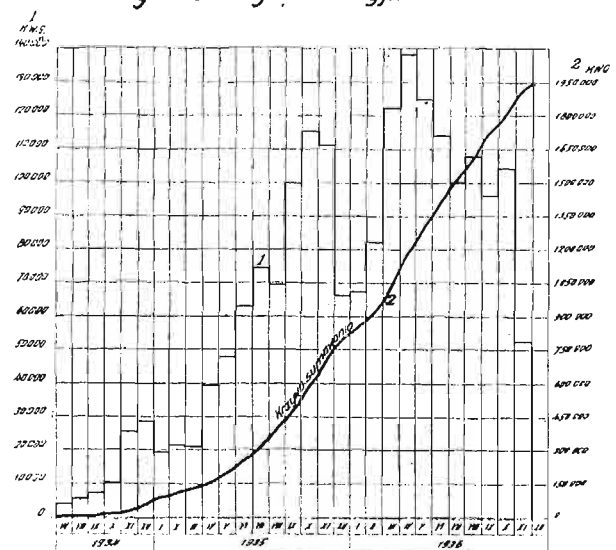
Poza tymi zasadniczymi robotami na przegrodzie wykonywano cały szereg drugorzędnych robót, mających na celu dodatkowe zabezpieczenie budowli. Od strony odwodnej po ukończeniu zastrzyków, dół fundamentowy zasłanowano drobnym materiałem z gliny i piasku do wysokości 2 m powyżej śladów skały, powyżej zaś wykonano zasypkę ubijaną z tego samego materiału. Grubość ubijanych warstw wynosiła 20 cm. Przed zasypką mur przegrody powleczono dwukrotnie specjalnym preparatem bitumicznym do wysokości zasypki. Na blokach wykonanych w latach 1926 — 1930, których betony po gruntownym zbadaniu okazały się niewodoszczelnymi, zastosowano torkretowanie strony odwodnej muru. Torkretowanie wykonano na uprzednio zaankrowanej w murze siatce Ledó-



Rys. 15. Wykres roboczo-godzin oraz ilości zatrudnionych robotników na przegrodzie.

### Wykres zużycia energii.

Nr. 634.



Rys. 16.



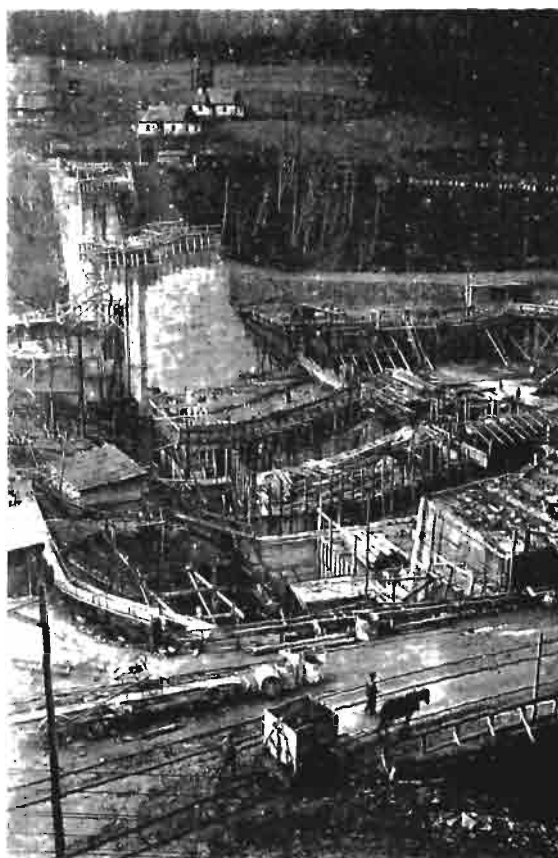
Rys. 17. Widok na wloty do sztolni obiegowych i na wieże zaniknięć.

chowskiego (Nr 5) w 3-ch warstwach, o łącznej grubości minimum 4 cm i o różnym dozowaniu cementu i piasku. (Rys. 14). Dla zwiększenia wod szczelności torkretu w ostatnich dwóch warstwach zastosowano domieszkę trasu.

Stronę odpowietrzną muru, z wyjątkiem odcinka przelewowego, zabezpieczono okładziną z piaskowca o grubości od 40 — 60 cm. Na przelewach i wypadach zamiast okładziny kamiennej zastosowano utwardnienie betonu przy pomocy wyprawy specjalnej. Wyprawę o grubości od 25 mm do 40 mm kładziono na uprzednio ułożonej warstwie wyrównawczej zaprawy cementowej o stosunku 1 : 3. Dla zagwarantowania dobrego połączenia warstwy wyprawy specjalnej z wyprawą wyrów-



Rys. 18. Segment sztolni obiegowej.



Rys. 19. Stan zapory w kwietniu 1934 r.

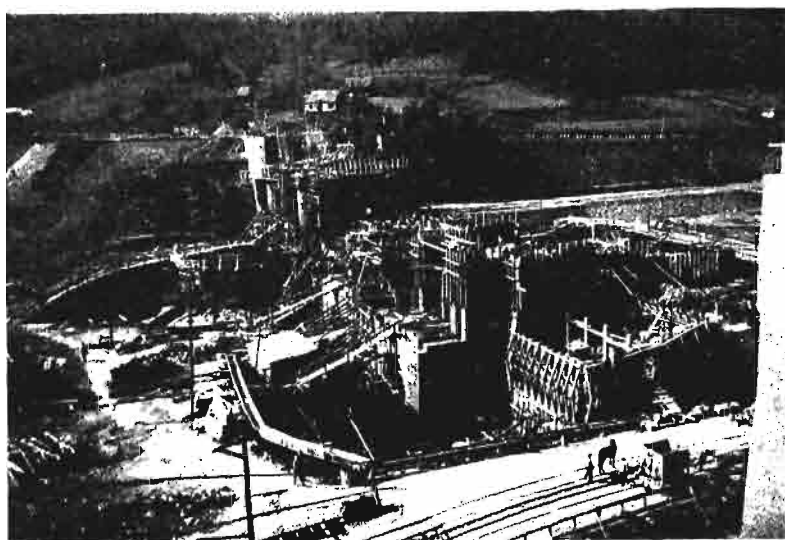
nawczą, a tej ostatniej z betonem, ułożono pomiędzy warstwy — siatkę zakotwiczową w betonie. Na powierzchniach przelewowych, podobnie jak na przyczółkach przegrody zastosowano siatkę jedno-

litą Łodóchowskiego (Nr. 5), zaś na płycie wypadowej i szykanach stosowano siatkę Rabica o wymiarach oczek 50 mm i grubości drutu 2,5 mm.

Ostatnie roboty stanowiły wykończenie korony

przegrody oraz wykonanie balustrad na bulwarze i schodach, prowadzących z poziomu przyszłej hali maszyn na koronę przegrody. Roboty te były zapoczątkowane w październiku, a ukończone zostały w połowie listopada.

czasów zaborcy, został zrealizowany w niepodległej Ojczyźnie. Lecz tak projekt, jak i jego realizacja zostały wykonane przez polskich inżynierów i techników, przy pomocy polskich rąk roboczych. Duże zastępy robotników były zatrudnione przy wyko-



Rys. 20. Stan zapory w czerwcu 1936 r.

Korona przegrody składa się z jezdni asfaltowej o szerokości 6 m oraz obustronnych chodników o szerokości 90 cm od strony odwodnej i 1.50 m od strony odpowietrznej. Chodniki zabezpieczone są pełnymi balustradami, stanowiącymi razem z zewnętrznym wyglądem przegrody architektonicz-

nywaniu pierwszej tego rodzaju budowy w Polsce. Wspomnę tutaj choćby, że w roku 1934 dzienne zatrudnienie przy pracach na zbiorniku dochodziło do 1850 robotników i 300 junaków, a na przegrodzie w 3-ch zmianach — 730 robotników. W 1935 roku zatrudnionych było na zbiorniku do

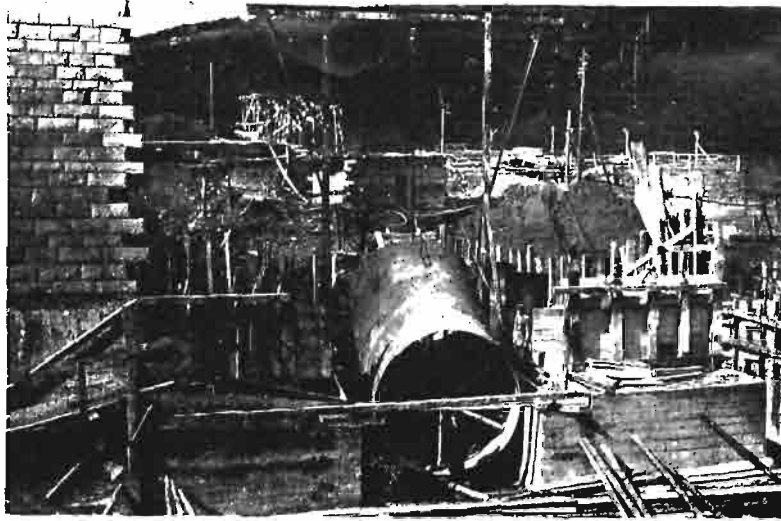


Rys. 21. Widok na ostrogę bloku 9-ego. Widoczne rury zastrzykowe.

ną całość. Poręcze w balustradach są wykonane z kamienia sztucznego, szlifowanego. Oświetlenie jezdni przewidziane jest za pomocą lamp elektrycznych, umieszczonych w balustradach.

Zbiornik w Porąbce, projektowany jeszcze za

do 1800 robotników i powyżej 600 junaków. Na przegrodzie pracowało wtedy w 3-ch zmianach do 1000 robotników. W roku 1936 zatrudniano na przegrodzie około 700 robotników w 3-ch zmianach, z których większość była kwalifikowana. Ogó-



Rys. 22. Wlot turbinowy.

lem na przegrodzie od dnia 10 lipca 1934 roku do końca budowy zużyto 2,500.000 roboczo-godzin i spotrzebowano do zaopatrzenia w siłę motoryczną pomp odwadniających, dwóch kompresorów (łącznie wydajność 19 m<sup>3</sup> na minutę), fabryki kruszywa i betonu, kolejki linowej, motorów w warsztatach i t. p., oraz do oświetlenia placu budowy około 2,011,000 kWh. (Rys. 15, 16).

Ogólne koszty budowy wraz z wywłaszczeniem gruntów wyniosą około 18,000.000 złotych, wypada to około 0,56 zł. za 1 m<sup>3</sup> zmagazynowanej wody. Jeśli wziąć pod uwagę, że stosunki geologiczne dla budowy zapór betonowych w Karpatach nie są sprzyjające, stwierdzić należy, że koszty budowy są umiarkowane.

### Prof. inż. Mieczysław Rybczyński

## Przelewy i niszczenie energii na zbiorniku w Porąbce.

Badania przeprowadzone w Laboratorium wodnym Politechniki Warszawskiej.

W ostatnich dziesiątkach lat jesteśmy świadkami wielkich postępów w dziedzinie budownictwa wodnego. Powstają urządzenia o niespotykanych dotąd rozmiarach, których realizacja napotyka na trudności nie tyle pod względem konstrukcyjnym, ile przy rozwiązywaniu problemów hydraulicznych, zawodzą bowiem dotychczasowe normalne metody obliczeń. Do tego rodzaju problemów należą przede wszystkim ustalenia najkorzystniejszych kształtów różnych części budowli dla przeprowadzenia pewnej określonej ilości wody, uzyskanie pewności, czy i o ile oddziałają zmienione warunki przepływu na stan koryta poniżej i powyżej projektowanych budowli, zapobieganie szkodliwym oddziaływaniom przez zniszczenie energii odpływającej wody i t. p.

Wprawdzie wielka ilość istniejących budowli pozwala na ogólną orientację w tego rodzaju zagadnieniach, najczęściej jednak uzyskujemy tą drogą raczej wskazówki ujemne, podające jakiego rodzaju rozwiązania są szkodliwe, natomiast dla znalezienia najlepszego i najekonomiczniejszego rozwiązania potrzebne są badania ściśle dostosowane do projektu. Ponieważ badań tych nie podobna przeprowadzić w naturze przed budową, przeto rozpowszechniło się użycie do tego celu modeli i dokonywanie prób w laboratoriach wodnych. Za-

początkowane przed kilkudziesięciu laty, stały się one dziś niemal powszechne, tak że nie ma prawie większego projektu z dziedziny robót wodnych, dla którego by studiów tego rodzaju nie przeprowadzono. Badania te oprócz pewności i bezpieczeństwa, dały w wielu wypadkach duże oszczędności w kosztach budowy.

Tow. Szwajcarskie „Motor Columbus“, projektując dla Porąbki przelewy dla przeprowadzenia większych wód i urządzenia dla zniszczenia energii, zwróciło uwagę na konieczność laboratoryjnego zbadania projektu, a Ministerstwo Komunikacji poruciło tę czynność laboratorium wodnemu Politechniki Warszawskiej.

### Z a s a d y b a d a ń m o d e l o w y c h.

Badania na modelach opierają się na podobieństwie zjawisk hydrodynamicznych. Ścisłe podobieństwo zachodzi przy zachowaniu tej samej wartości dla liczby *Reynoldsa* i to przy ruchu regularnym (laminarnym). Wtedy jednak musi ulec zmianie także lepkość, czyli do badań modelowych musiałby być zastosowany inny płyn. Operując wodą, możemy zmienić tylko opory tarcia o ściany łożyska, względnie budowli, wykonywując model z materiału gładszego niż budowla w naturze, natomiast oporów wewnętrznych cieczy nie zmieniamy

i wobec tego będą one w małym modelu przeważnie za wielkie. Z tego powodu możemy przyjąć to uproszczenie tylko tam, gdzie opory wewnętrzne odgrywają mniejszą rolę, a więc przy przepływach na krótkich przestrzeniach przez jazy, przelewy, mosty, słuzы, upusty itp. Tam, gdzie nie jesteśmy w stanie zmienić odpowiednio gładkości ścian w modelu budowli lub koryta, musimy opory tarcia wyeliminować, obliczyć je osobno dla modelu i dla rzeczywistych obiektów, i potem dodać. Tak postąpimy przy obliczeniu przepływu w korytach otwartych lub zamkniętych przy pomiarze oporu łodzi. Jeżeli model zmniejszony jest liniowo w stosunku

$\frac{L}{l} = n$ , a zmierzony opór modelu wynosi w wymiarze siły  $w$ , to dzieląc ten opór przez  $w = w_1 + w_2$ , gdzie  $w_1$  jest oporem tarcia, a  $w_2$  — resztą oporów, otrzymamy dla powierzchni łodzi w modelu i w rzeczywistości  $p$  i  $P$  oraz dla współczynników tarcia  $\xi_m$  i  $\xi$  — opór tarcia dla modelu:  $w_1 = \xi_m p v^2$  zaś dla rzeczywistej łodzi:  $W_1 = \xi P V^2$  przy czym  $v$  i  $V$  są prędkościami względnymi ruchu modelu i łodzi wobec wody.

Ponieważ tak samo dla rzeczywistej łodzi  $W = W_1 + W_2$

$W = n^3 w = n^3 (w_1 + w_2) = n^3 w_1 + n^3 w_2$

przeto  $W = W_1 + n^3 (w_2 - w_1) = n^3 w_2 - (n^3 w_1 - W_1)$ .

W ten sam sposób możemy obliczyć osobno tarcie w każdym innym wypadku.

Obliczając przepływy, musimy jeszcze ustalić zmniejszenie czasu w modelu w stosunku do rzeczywistości  $\frac{t}{T} = \tau$ . Punktem wyjścia będzie tu fakt,

że zarówno w modelu, jak i w rzeczywistości mamy do czynienia z tą samą siłą ciężenia, stosunek zatem  $\frac{g}{g} = 1$ .

Jeżeli współczynnik zmniejszający dla przyspieszenia jest równy jedności, a zmniejszenie liniowe  $= n$  to

$n \tau^2 = 1$  zatem  $n = \tau^2$ ;  $\tau = \frac{1}{n}$  zatem współczynnik zmniejszający czasu będzie  $\frac{1}{n}$ , a tym samym prędkość zmniejszy się w stosunku  $\frac{v}{V} = \frac{1}{n}$ .

Na tej podstawie otrzymujemy dla liniowego zmniejszenia  $n$  następujące wartości:

dla długości, ciśnienia, straty spadku	$\frac{L}{l} \quad \frac{H}{h} \quad \dots$	$n$
dla powierzchni	$\frac{F}{f} \quad \dots$	$n^2$
dla objętości	$\frac{V}{v} \quad \dots$	$n^3$
dla prędkości	$\frac{V}{v} \quad \dots$	$\frac{1}{n}$
dla czasu	$\frac{T}{t} \quad \dots$	$\frac{1}{n}$
dla przepływu	$\frac{F \cdot V}{f \cdot v} = n^2 \cdot \frac{1}{n} = n^{1.5} = \dots$	$v^{5.2}$

dla siły, parcia  $\frac{S}{s} \dots \dots \dots n^3$   
 dla pracy w sek., impulsu, ilości ruchu  $\frac{S \cdot V}{s \cdot v} = n^3 \cdot n = n^7$

dla pracy, momentów, energii  $\frac{S \cdot L}{s \cdot l} = n^3 \cdot n = n^4$

Związki te znane są pod nazwą praw Froude'a.

Pominięcie lepkości, nawet przy najlepiej dobranej gładkości (czy szorstkości) ścian modelu, zawsze da pewien błąd zależny od wpływu, jaki mają na przebieg zjawiska opory wewnętrzne ruchu cieczy. Chcąc ten błąd zbadać, nie powinno się poprzestać na badaniu jednego modelu, ale wykonać 2 modele w dwóch różnych zmniejszeniach. Jeśli w obu wypadkach wynik będzie ten sam lub zbliżony, możemy go spokojnie zastosować do zjawisk w naturze.

Jeśli otrzymane różnice są zbyt duże, należy wykonać 3-ci pomiar na modelu o możliwie dużych wymiarach. W ten sposób otrzymamy wyniki, które, przedstawione graficznie, tworzyć będą linię krzywą, a z tej — przez ekstrapolację możemy otrzymać dokładny wynik dla rzeczywistego obiektu. Tak wykonano badania dla zapory Hoovera na Colorado, konstruując 2 modele w korycie laboratoryjnym w zmniejszeniach 1:100 i 1:60, a wobec niezgodności wyników, sporządzono 3-ci model na placu budowy w zmniejszeniu 1:20.

**B a d a n i a d l a z a p o r y w P o r a b c e .**

Zadaniem laboratorium było zbadanie projektowanych przelewów, czy przepuszczą katastrofalną wodę powodziową i sprawdzenie, czy zamierzone urządzenia dla zniszczenia energii są wystarczające.

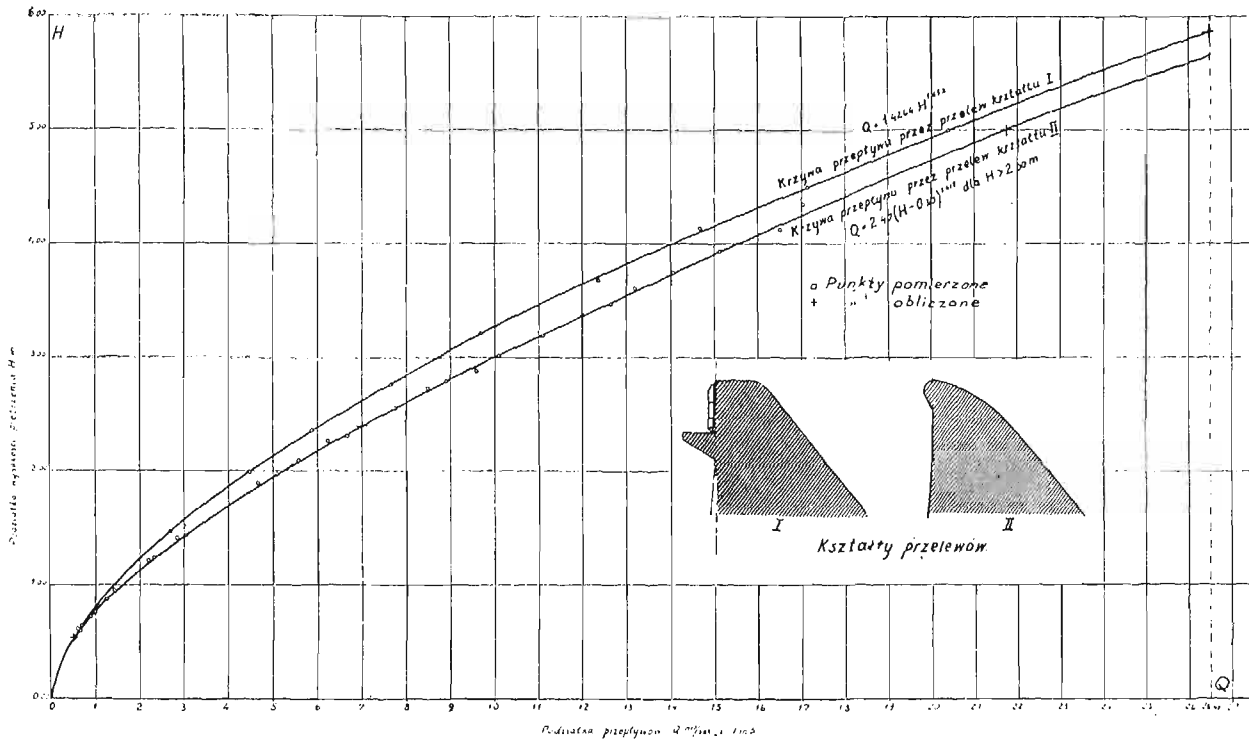
Projektodawca miał przeprowadzić przez przelewy 720 m<sup>3</sup>/s, jako resztę, pozostałą po przepuszczeniu części wielkiej wody przez dwie sztolnie obiegowe i przez turbiny. Do tego celu miało służyć 5 przelewów o rozpiętości po 10,8 m, przedzielonych filarami o szer. 2 m. Na wniosek województwa krakowskiego zmieniono projekt, powiększając liczbę przelewów do 12, umieszczonych w 4 grupach po 3, i zmniejszając ich światło do 4,5 m. Filary grupowe, mieszczące fugi dylatacyjne, miały mieć 1,97 m grubości, inne 1,0 m.

Koronę przelewu zaprojektowano w linii poziomej, zamknięcia tworzyły zasuwы, chowające się poza tylną ścianę zapory i opadające w dół na umyślnie w tym celu sporządzoną konsolę.

Niszczanie energii miało się odbywać w basenie zagłębionym o 4,0 m poniżej progu wylotowego. Długość basenu wraz z progiem wynosiła na wysokości tego ostatniego 27,2 m. Zagłębienie basenu tworzyło przy końcu muru zapory próg, co miało się przyczyniać do wytworzenia na terenie podłoża wiru o osi poziomej i odskoku.

Dla zbadania powyższych założeń wykonano model w zmniejszeniu 1:40, licząc się z wymiarami koryta hydraulicznego i ilością rozporządzałnej wody. Pozwalało to na umieszczenie w korycie prawie 1/3 długości całego urządzenia przelewowego.





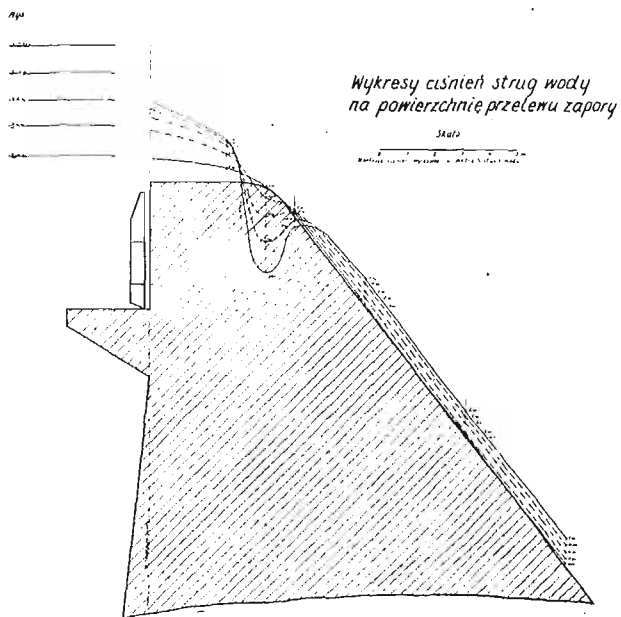
Rys. 1.

### Przelewy.

Model sporządzony został w ten sposób, że filar grupowy wypadł na środku koryta, przez to uzyskano 2 pełne otwory i 2 przecięte ścianą szklaną koryta. W stosunku do całej długości urządzenia przelewy zajmują 80%, gdy w naturze 79,5%, więc prawie to samo. Z szeregu pomiarów otrzymano krzywą o równaniu:

$$q = 1,426 H^{1,652} \text{ m}^3/\text{s} \text{ i b.m.}$$

Dla normalnej 4 m warstwy (Rys. 1) przelewu i całej długości daje to  $Q = 760,86 \text{ m}^3/\text{s}$ , przy  $H = 5 \text{ m} \dots Q = 1100 \text{ m}^3/\text{s}$ .



Rys. 2.

Przepływ można zwiększyć, okrywając blachą zasuwę opuszczone w dół, wówczas przepływie 780 względnie 1130  $\text{m}^3/\text{s}$ .

Wpływ konsoli okazał się największy po zdjęciu zasuw, bo wówczas przepływało 710, względnie 1010  $\text{m}^3/\text{s}$ .

Na początku korony przelewu występują w czasie przepływu wysokich wód dość silne ssania dochodzące do 3,07 m. (Rys. 2).

Pomimo, że objętość przepływu na ogół odpowiadała założeniu, postanowiono przeprowadzić próby na nieco inaczej ukształtowanej koronie, pozwalającej bądź to zmniejszyć długość przelewu, bądź też przepuścić większą ilość wody, a zarazem uniknąć szkodliwego ssania. W tym celu dano koronie kształt hydrodynamiczny, proponowany przez Creager'a<sup>1)</sup>.

Spowodowało to konieczność opuszczenia konsoli i podnoszenia zasuw do góry. Ponieważ nie dało się tego skutecznie przy grubości filarków 1,0 m, przeto porzucono podział grupowy i wykonano podział proponowany przez „Motor-Columbus” na 5 otworów po 10,8 m, ale z filarkami o grubości 3,0 m. Zachowując jedno pełne przesło w modelu, otrzymano stosunek użytecznych części przelewu do całości urządzenia 80,11%, gdy w rzeczywistości wynosi on 81,81%. Przesunięcie filaru na środek koryta powiększa stosunek na 85,32%, ale nie wpływa na kształt krzywej objętości przepływu. Duży opór, jaki przedstawia 3-metrowy filar, próbowano zmniejszyć przez danie mu kształtu opływowego, ale bez widocznego skutku na objętość przepływu. Krzywa objętości otrzymała kształt przedstawiony na rys. 1.

<sup>1)</sup> Hydroelectrique — Handbook.

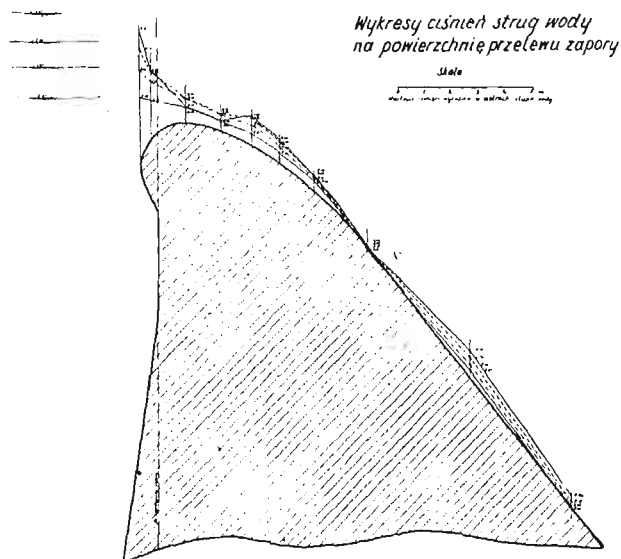
$$q = 2,47(H - 0,3)^{1,415} \text{ m}^3/\text{s i b.m.}$$

co daje przy normalnym piętrzeniu  $H = 4 \text{ m}$ ,

$$Q = 849,4 \text{ m}^3/\text{s},$$

zaś przy  $H = 5 \text{ m}$ ,  $Q = 1191,56 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Pojemność przelewu wzrosła zatem prawie o 20%. Nadto zmieniony kształt korony spowodował prawie zupełne zniknięcie ssania i umożliwił powiększenie piętrzenia przeszło o 2 m. (6,40 m nad koroną przelewu) (Rys. 3).



Rys. 3.

Zastosowując 4 przęsła o rozpiętości 14,725 m, a więc opuszczając 1 filar, uzyskuje się przy tej samej ogólnej długości urządzenia przelewowego możliwość przepuszczenia przy normalnym piętrzeniu  $942 \text{ m}^3/\text{s}$ , zaś przy  $H = 5 \text{ m}$  ...  $Q = 1319 \text{ m}^3/\text{s}$ , zatem o 24% więcej.

Badania te były konieczne, ponieważ, na podstawie analizy powodzi z r. 1934 na Dunajcu, okazało się, że na Sole należy się liczyć z katastrofalną wodą dochodzącą do  $2200 \text{ m}^3/\text{s}$ , z czego  $770 \text{ m}^3/\text{s}$  przejdzie przez sztolnie i turbiny, wobec tego przez przelewy wypadnie przeprowadzić  $1430 \text{ m}^3/\text{s}$ , a więc dwa razy więcej, niż pierwotnie projektowano.

Przy 5 otworach po 10,8 m przepłynię ta objętość warstwą o grubości 5,65 m, zaś przy 4 otworach warstwą  $H = 5,30 \text{ m}$ .

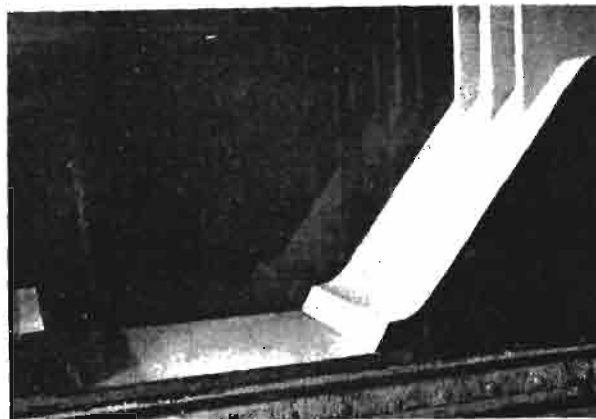
Model pierwotny wymagałby  $H = 5,86 \text{ m}$ , ale kształt korony nie przepuściłby tak grubej warstwy przelewu pod mostem, bez podniesienia jego poziomu prawie o 1 m, co wobec wykonanych już przyczółków zapory nie było możliwym.

Dla przeprowadzenia  $1430 \text{ m}^3/\text{s}$  przy  $H = 5,0 \text{ m}$  należałoby zwiększyć użyteczną długość przelewu o 9,10 m.

Dla powyższych badań uskuteczniiono 128 pomiarów.

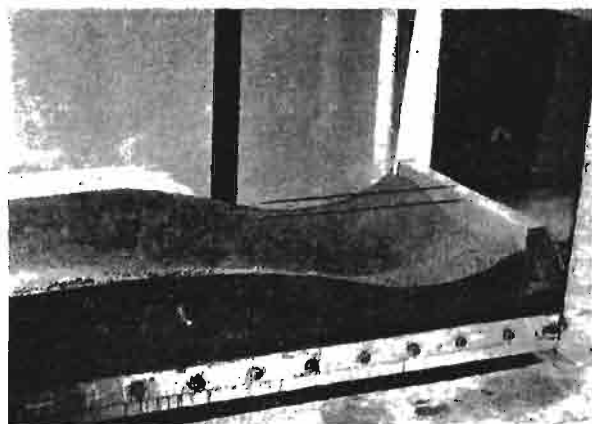
#### Niszczenie energii.

Pierwotnie projektowany kształt basenu (Rys. 4) nie okazał się korzystny. Próg przy zaporze powoduje, że dolna część basenu nie bierze udziału w tworzeniu się wiru, a prędkość wylotowa na progu przekracza  $3,5 \text{ m/s}$ , skutkiem tego odskok tworzy się za progiem, powodując szybkie i silne rozmycie podłoża.



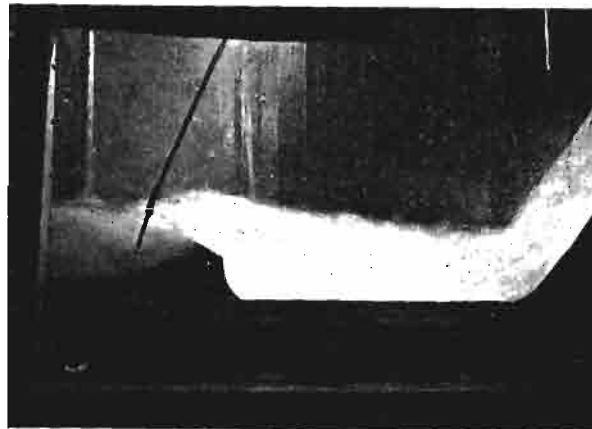
Rys. 4.

Przy badaniach przedłużono najpierw długość basenu o 18,5 m, co nie odniosło pożądanego skutku. Opuszczenie progu przy murze zapory polepszyło warunki odpływu o tyle, że wybój utworzył się w odległości 8 m, poniżej progu i ustalił swój kształt (Rys. 5). Zmieniając kształt progu wylotowego,



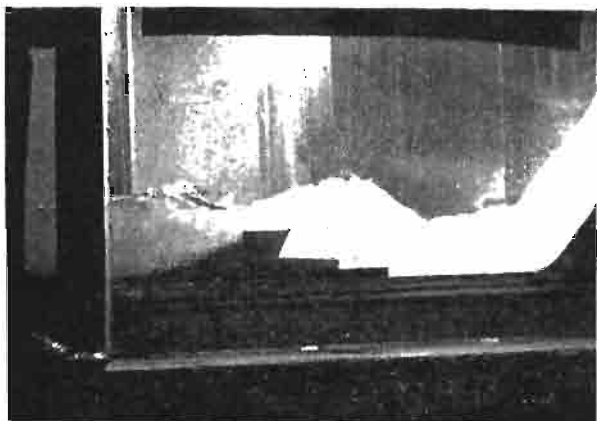
Rys. 5

można było mimo skrócenia basenu do pierwotnie projektowanej długości powiększyć wir na podłożu, a przez to zmniejszyć głębokość wyboju prawie trzykrotnie (Rys. 6).

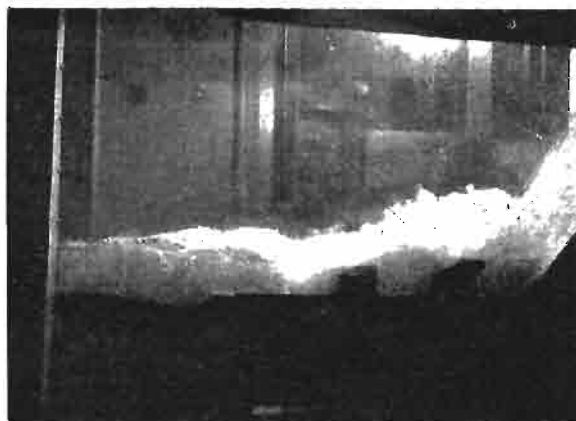


Rys. 6.

Jeszcze lepszy wynik otrzymano, umieszczając przy progu stopnie, lub wstawiając dodatkowy próg w środku basenu (Rys. 7 i 8). Prowadzi to jednak



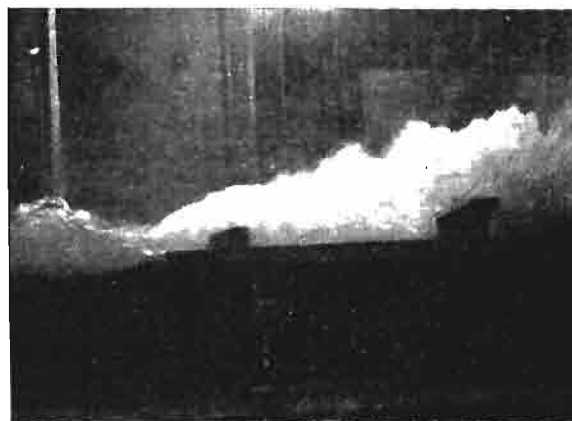
Rys. 7.



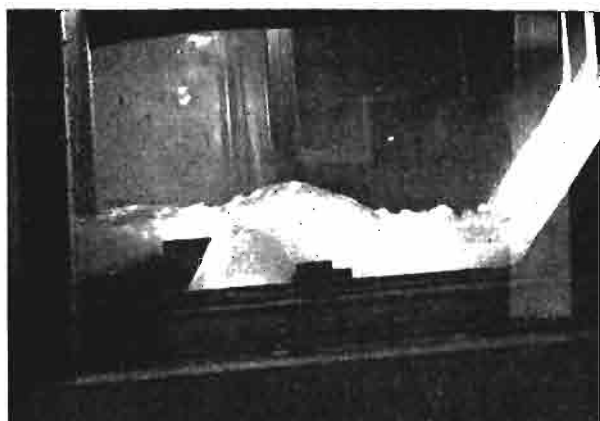
Rys. 9.

do innej metody niszczenia energii, a mianowicie do zastosowania szykan.

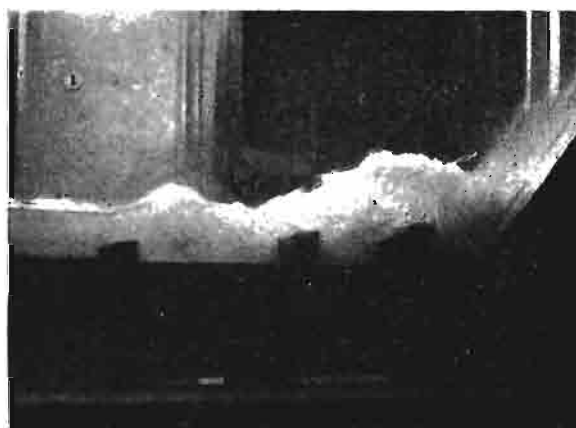
W tym celu wykonano nowe podłoże według projektu prof. Pomianowskiego na wysokości dna rzeki, i umieszczono na nim 2 rzędy szykan podobnych kształtem do wykonanych na Pitt-River II, jednak o znacznie mniejszym odstępnie pomiędzy poszczególnymi kłocami. Kłoc pierwszego rzędu mają długość 4,8 m z wnęką u spodu, wysokość 3,0 m i szerokość 2,0 m, zniżają się i zwężają się z prądem wody. Uderzając o ten rząd szykan, tworzy woda wir o średnicy 8 m, a przerysując się przez nie, natrafia na rząd drugi, nieco niższy, ale zmuszający ją do utworzenia drugiego wiru. Wymiary kłoców drugiego rzędu są 3,5 m długości, 2,4 wys. i 1,6 szerokości od strony uderzenia wody. Rozmieszczenie zostało wypróbowane, a ostateczny rezultat okazują rys. 9 i 10.



Rys. 10.



Rys. 8.



Rys. 12.

Jak widać nie udało się w zupełności uniknąć tworzenia się małego wiru poniżej podłoża, a przez to złożenia dna rzeki, dodano zatem 3-ci rząd szykan, o wymiarach 3,0 m dług., 1,2 m wys. i 1,5 m szer., umieszczony blisko końca podłoża. Przez to utworzył się na podłożu drugi odskok, a wybój się zmniejszył i oddalił o 4,5 m od podłoża.

Dalsze doświadczenia okazały, że jeszcze korzystniejszy wynik otrzyma się, jeżeli poziom podłoża obniży się nieco poniżej projektowanego dna rzeki bez specjalnego progu wylotowego. Kilkakrotne próby ustaliły, jako najkorzystniejsze położenie — poziom 298,7 m, tj. 0,3 m poniżej dna rzeki. Można było przy tym skrócić podłoże o 1,4 m. Osta-

teczny rezultat podaje rys. 13 i zdjęcie fotograficzne rys. 12.

Dla obliczenia zbrojenia szykan przedsięwzięto też pomiar ciśnienia wody na poszczególne kłoc w różnych punktach. Wyniki przedstawiono na rys. 11.

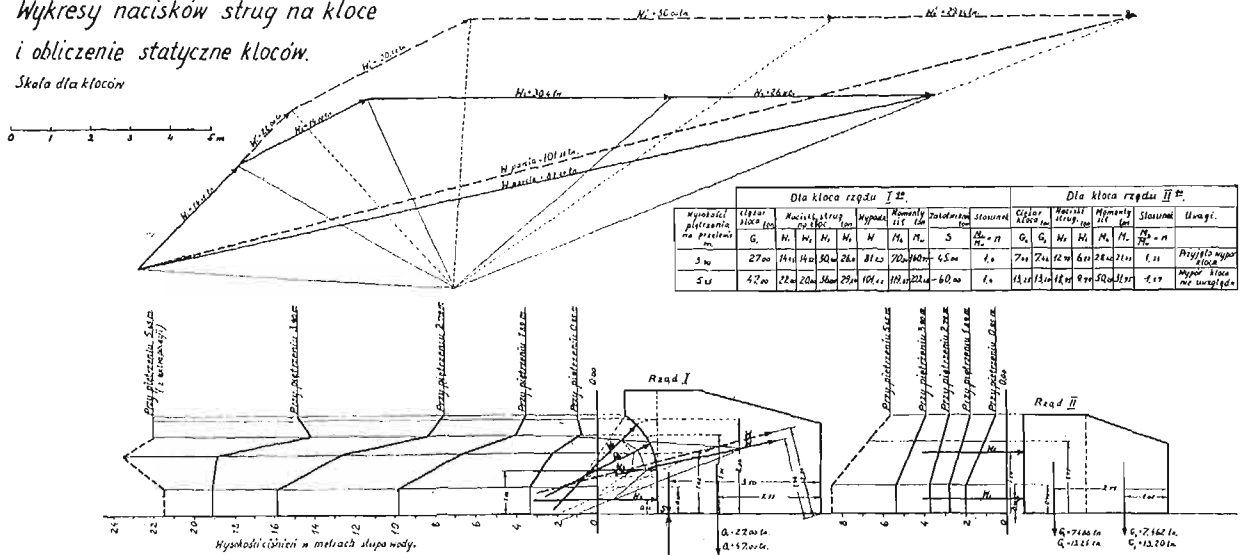
#### W n i o s k i.

Przeprowadzone badania pozwalają na wyciągnięcie następujących wniosków:

1. Badania potwierdziły konieczność doświadczeń laboratoryjnych przy projektowaniu większych urządzeń hydrotechnicznych.

2. Zmiana kształtu korony i rozpiętości pręseł pozwoliła na lepsze wykorzystanie urządzeń przele-

Rys.  
Wykresy nacisków strug na kloce  
i obliczenie statyczne kłoców.  
Skala dla kłoców



Rys. 11.

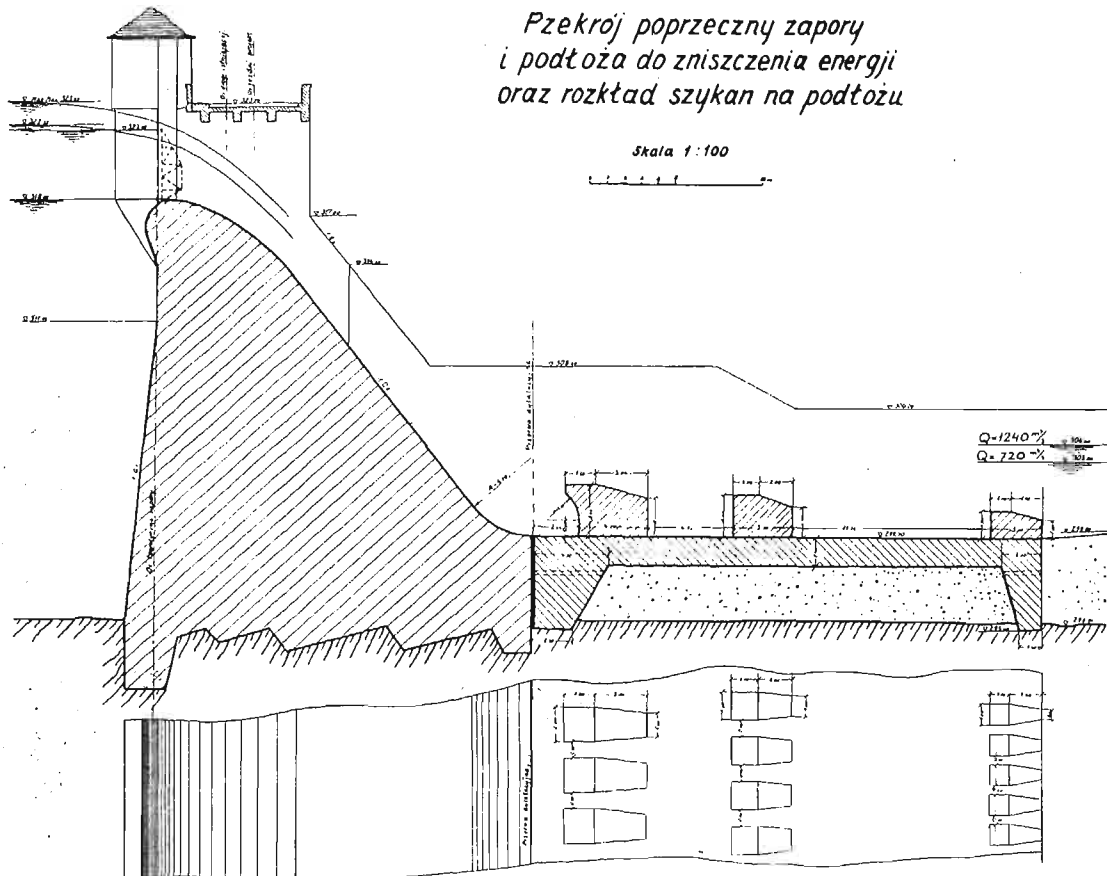
wowych, zwiększając ich działanie prawie o 20%, względnie 24%.

3. Przy przyjęciu dotąd obliczonej maksymalnej wody daje to możliwość skrócenia całego urządzenia przelewowego przez opuszczenie jednego przęsła.

4. Przy przyjęciu dwukrotnie większej objęto-

znajdowała się na poziomie umożliwiającym tworzenie odskoku. Nie można więc np. jednej piątej maksymalnego przepływu przepuszczać przez jedno przęsło przelewu.

Operując fragmentem przelewu, nie można było odtworzyć stosunków w korycie rzeki, a stąd dać od-



Rys. 13.

ści przepływu na przelewach, okazało się możliwym pomieszczenie jej na projektowanym urządzeniu bez potrzeby jego przedłużenia i podnoszenia niowelety mostu, przy nadpiętrzeniu 1,30 m ponad normalny poziom zbiornika.

5. Najkorzystniejszym i najtańszym sposobem zniszczenia energii przelewającej się wody jest umieszczenie na podłożu 3 rzędów szykan, z których pierwszy wymagać będzie zakotwienia.

6. Manipulacja zasuwami musi się odbywać w ten sposób, ażeby zawsze woda w korycie rzeki

razu na podstawie badań laboratoryjnych wskazówki co do sposobu manipulacji. Musi to być pozostawione badaniom na modelu całości urządzenia na miejscu budowy, albo doświadczeniom w naturze.

7. Urządzenia warszawskiego laboratorium nie pozwoliły na powtórzenie prób w większej skali, jednak zgodność, jaką otrzymano w objętości przepływu w porównaniu z teoretycznymi obliczeniami, pozwala na wnioskowanie z wyników badań-modelowych o przebiegu zjawisk w naturze.

## Laboratorium betonowe w Porąbce.

Zmiany poglądów w dziedzinie technologii betonów, jakie zaszły od chwili rozpoczęcia betonowania pierwszych sekcji przegrody w Porąbce, spowodowały w r. 1934 przed rozpoczęciem nowego i ostatecznego okresu budowy konieczność zrewidowania dotychczasowego podejścia do tej sprawy i przeprowadzenia odpowiednich badań i prób.

Pierwsze betony w 1925 r. wykonywano z tłuczni, uzyskiwanego na gryzakach na miejscu budowy, i piasku naturalnego z rzeki Soły. W latach 1928—1929 i następnych stosowano już podział tłuczni na dwie składowe: 5—8 mm i 8—80 mm, dodając piasek naturalny. Wzajemny stosunek składowych dobierano według krzywej przesiewu Fullera. Stosowano, jak i na samym początku, beton lany.

W celu przeprowadzenia potrzebnych badań zlecono mi w czerwcu 1934 r. objąć dotychczasowe laboratorium budowlane. Inwentarz, jaki zastałem, składał się z prasy Amslera do gniecenia o sile do 200 tonn, garnituru sit do przesiewu, stożków opadowych i stołu Graffa, form na 7 sztuk kostek próbnych, 3-ch na krążki betonowe dla badań na wodoszczelność, naczynia 10-litrowego dla pomiarów objętościowych i, co najważniejsze, aparatu do badania przepuszczalności, niestety nieczynnego.

Oprócz tego laboratorium posiadało piec i blachę do suszenia kruszywa.

Zadania, jakie miało wykonać laboratorium, podzielono na następujące:

### I. Badania wstępne:

1. Sklasyfikowanie przewidzianych do eksploatacji żwirowisk.
2. Ustalenie uziarnienia kruszywa dla betonów przegrody.
3. Zbadanie, czy przewidziane z góry dozowanie cementu jest odpowiednim przy uwzględnieniu plastycznej ciekłości betonu.
4. Określenie dozowania wody.
5. Zbadanie zdatności wody do betonów.

### II. Kontrola wykonania betonów w czasie budowy ze szczególnym uwzględnieniem:

1. uziarnienia kruszywa.
2. dozowania wody.
3. wytrzymałości.
4. wodoszczelności.
5. jakości cementu.
6. ewidencji uzyskanych wyników.

Czas przeznaczony na badania wstępne był bardzo krótki, wzięwszy pod uwagę, że jeszcze w tym samym roku należało wykonać instalację fabryki betonu i rozpocząć już betonowanie.

Nie było więc czasu na szczegółowe i drobiazgowo analizowanie. Jednakże badania wstępne mimo wszystko wymagają swego okresu czasu dla przeprowadzenia doświadczeń z betonami po ich stężeniu, chociażby 28-dniowym i dla prób, wykonanych na podstawie różnych założeń.

Dla kruszywa do betonowania zdecydowano pobierać materiał z najbliższych żwirowisk i te należało zbadać. Początkowo uwzględniono trzy najbliższe (Tabl. I).

Tabl. I.

Żwirowisko	O b j ę t o ś ć	
	normalna m <sup>3</sup>	bagrowana m <sup>3</sup>
I. Skała	15.000	5.000
II. Dębina	30.000	10.000
III. Grabie	40.000	15.000
Razem	85.000	30.000

Z ogólnej objętości 115,000 m<sup>3</sup>, która zupełnie pokryłaby zapotrzebowanie przegrody, odpadło żwirowisko „Skała” zużyte dla innych odcinków budowy. Stąd powstała konieczność eksploatacji czwartego dodatkowego żwirowiska „Na Skarczu”.

Dla poboru żwirów do badań kopano w obudowie szyby pionowe o wymiarach 1,0 × 1,5 m do głębokości około 30 cm poniżej zwierciadła wody. Uzyskany materiał przewożono w szczelnych skrzyniach do laboratorium. Dziewięć takich szybów o głębokoci 0,8 do 2,0 m miało dać należyty obraz zdatności żwirowisk. Na poszczególnych żwirowiskach usytuowano szyby zależnie od kształtu żwirowisk i spodziewanego uziarnienia:

- Żwirowisko „Skała” — szyb 1,
- Żwirowisko „Dębina” — szyb 2, 3, 4 i 5,
- Żwirowisko „Grabie” — szyb 6, 7, 8 i 9.

Dla zbadania uziarnienia ich wykonano przesiewy dla każdego szybu oddzielnie na następującym układzie sit:

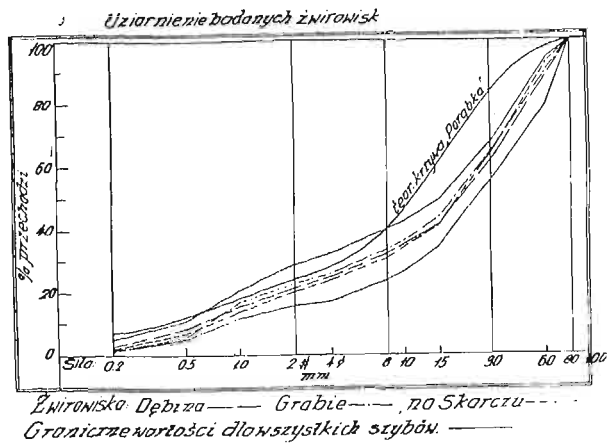
- plecione: 0,2, 0,5, 1 i 2 mm światła,
- okrągłe: 4, 8, 10, 15, 30, 60 i 80 mm śr.

Wyniki badania uziarnienia wykazały duże wahania, dochodzące do różnicy 17% w skrajnych wartościach pomiędzy średnimi krzywymi przesiewu z poszczególnych szybów. Ilość kamieni pozostających na sicie 80 mm zmieniała się w granicach od 10,4 do 18,9%. Wymiar 80 mm przyjęty został jako górna granica uziarnienia kruszywa.

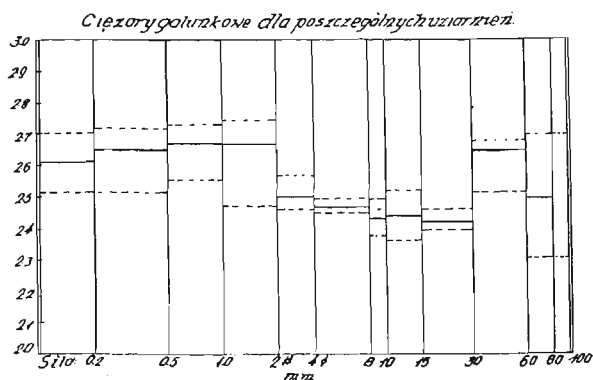
Ogólnie zawartość ziarn w żwirowiskach 2-im i 3-cim tj. „Dębina” i „Grabie” zmieniała się w następujących granicach:

Uziarnienie		% wag krusz. 0—80 mm			
od	do	od	do	średnio	różnica
0	0,2	1,6	3,7	2,6	2,1
0	2	16,1	28,6	22,1	12,5
0	8 śr.	23,8	40,2	33,0	16,4
0	30 śr.	55,4	66,7	58,2	11,3
0	wzwyż	10,4	16,6	13,7	6,2

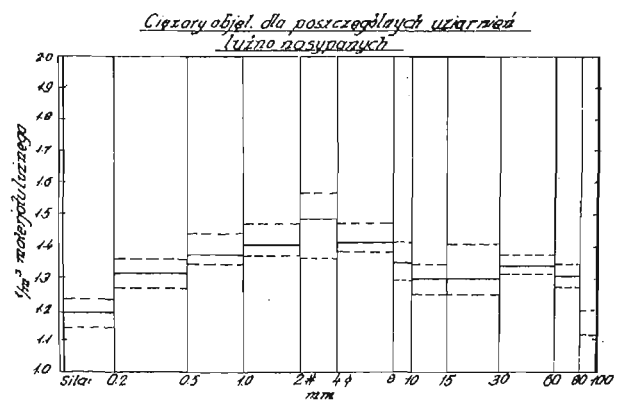
Żwirowisko 4 dało wyniki bardzo zbliżone do średniej otrzymanej poprzednio z tym, że krańcowe wartości krzywych przesiewu dawały odchylenia mniej niż 3% od średniej. Rys. 1 przedstawia zestawione średnie przesiewy dla każdego żwirowiska z uwzględnieniem skrajnych wartości.



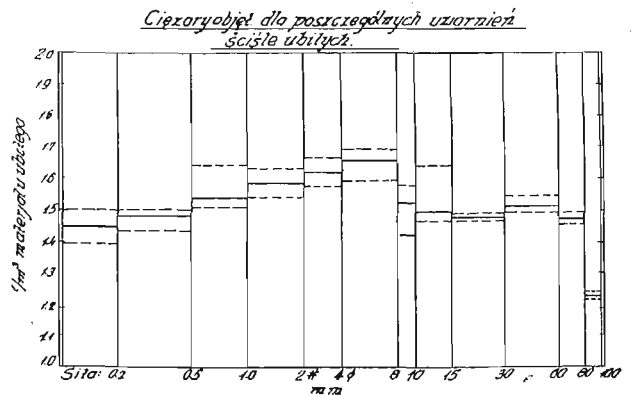
Rys. 1.



Rys. 2



Rys. 3.



Rys. 4.

Badając kruszywo, wyznaczono dla poszczególnych ziarn ciężary objętościowe tak przy luźnym usypaniu, jak i ubitym. To samo wykonano dla składowych, jakie miały być użyte dla podziału kruszywa w instalacjach kruszarni. Pomiaru wykonywało się w 10-litrowym naczyniu, a przy uziarnieniach drobniejszych w mensurkach szklanych 500 cm<sup>3</sup> pojemności. W tych naczyniach oznaczało się także ciężar gatunkowy początkowo przez dolewanie wody (co jest jednakże mniej dokładnym przy materiałach drobno-ziarnistych, pozostaje bowiem w kruszywie wiele powietrza). Z tego więc powodu przeszedłem na wsypywanie zważonego kruszywa do wody i w ten sposób otrzymywałem wyniki zupełnie zgodne z pomiarami w przyrządzie Schuhmana. Wygodnym i bardzo dokładnym naczyniem dla tego celu okazał się prosty przyrząd własnego pomysłu. Jest to zwykły wąski (śr. 100 mm) garnek blaszany z bocznym przelewem, tak że cały nadskok wody po wsypaniu kruszywa zlewa się do podstawionej pod przelewem mensurki.

Wyniki odnośnych pomiarów przedstawiają załączone wykresy, dając bardzo ciekawy i charakterystyczny obraz. Linie kreskowane oznaczają granice wahań poszczególnych wyników, zaś linia ciągła — średnią z wszystkich pomiarów (rys. 2, 3 i 4).

Dla żwiru w naturalnym składzie ciężary objętościowe wynosiły przy ułożeniu luźnym od 1658 do 1870 kg na 1 m<sup>3</sup>, przy ubitym od 1910 do 2137 kg na m<sup>3</sup> i przy ciężarach gatunkowych zmieniających się od 2440 do 2665 kg na m<sup>3</sup>, średnio 2600 kg na m<sup>3</sup> masy.

Przeważającym materiałem są piaskowce przy małej ilości zlepieńców i łupków. Skał wulkanicz-

nych nawet w śladach nie spotykano. Piaski natomiast zawierają około 20% kwarców.

Zawartość przymieszki części gliniastych, a raczej — co uważam za znacznie ściślej określenie — pyłów poniżej 0,05 mm w granicach do 2%, lecz za to forma ich występowania była bardzo szkodliwa. Pył bowiem otulał bardzo cienką warstewką grubsze ziarna. Jedynie szyb 7-my z powodu dużej zawartości gliny w ogóle nie był brany pod uwagę, jako dający materiał nieodpowiedni. Stwierdzono zanieczyszczenia organiczne, dające przy badaniach ługiem sodowym kolor od jasnego do ciemniejszego żółtego, co odpowiadałoby 20% osłabieniu wytrzymałości betonu.

Klasyfikując ogólnie materiał żwirowisk, stwierdzono, że nadają się one w zupełności do betonów przegrody po uprzednim zastosowaniu mycia i sortowania materiałów.

Do ustalenia właściwej teoretycznej krzywej przesiewu dla przegrody należało przystąpić po zbadaniu całości żwirowisk. Tu jednakże okoliczności zmieniły tok prac, gdyż właściwy przebieg wspomnianej krzywej musiało się już podać w lipcu 1934 r., tj. gdy przesiewy żwirowisk były zaledwie w 40% wykonane, a wykonywanie próbnych betonów dopiero rozpoczęte. I tu albo trzeba było iść drogą doboru najgęstszego kruszywa, albo, wykonywując betony o różnym uziarnieniu i badając ich wodoszczelność łącznie z wytrzymałością, lub wreszcie oprzeć się na wykonanych podobnych budowlach i skorzystać z danych literatury. Dwie pierwsze metody wymagają bardzo wielu prób, czasu i staranności w wykonaniu, by wykryć wpływ różnych czynników i uniknąć przypadkowości. Wy-



brano trzeci sposób najprostszy, lecz wymagający skontrolowania dla uwzględnienia miejscowych warunków i materiałów. Pomocna tu była literatura ostatnich czasów i doświadczenia zebrane przez p. Inż. J. Skrzyńskiego, Kierownika Budowy z jego uprzednich prac.

Do przeważnej ilości przegród stosowano jednak tłuczeń i miał. Dodawano też niejednokrotnie trassu. Zasadniczo inny materiał był przeznaczony dla budowy w Porąbce, gdyż był to żwir rzeczny i nie przewidywało się żadnych specjalnych domieszek niby uszczelniających, a kosztownych. Z góry przyjęto podział kruszywa na trzy zasadnicze składowe: 0—8 mm, 8—30 mm i 30—80 mm. Dla takiego podziału na składowe po kilkunastu próbach uzyskano najgęstsza mieszaninę przy stosunku wagowym  $0/8:8/30:30/80 = 1:0,68:0,65$ , co dawało w procentach wagowych łącznej mieszaniny  $0/8$  mm — 43%,  $0/30$  mm — 72%.

Do budowy na Neckarze stosowano również kruszywo rzeczne i przeprowadzono badanie ze specjalnym uwzględnieniem wodoszczelności. Warunki zatem może najwięcej zbliżone do naszych w Porąbce. Analogiczne wartości procentowe wynosiły tam dla śr. 8 mm i 30 mm — 48% i 85%.

Po zestawieniu wszystkich posiadanych dat, popartych z grubsza próbami kontrolnymi, ustalono dn. 25. VII. 1934 r. uziarnienie, zadając krzywą przesiewu kruszywa tzw. Porąbka o przebiegu od 0—0,2 mm — 6%, do 8 mm — 40%, do 30 mm — 84%, do 80 mm — 100% z tolerancją plus minus 10% od wartości poszczególnych punktów krzywej (rys. 5).

Przewidziano jednak możliwość stosowania różnych uziarnień kruszywa dla betonów o odmiennym

przeznaczeniu w granicach od 36 — 50% dla 8 mm i 75—84% do 30 mm średnicy. Przy tym zwracam uwagę na fakt, że przy mniejszym dozowaniu żwirku 0—8 mm otrzymuje się betony mocniejsze, a przy zwiększonym — szczelniejsze. Wkreślając na tej zasadzie obliczone wartości krzywych przesiewu, otrzymujemy duży obszar możliwości stosowania różnych rodzajów betonu: rdzennego, okładzinowego i fundamentowego (rys. 6).

Biorąc pod uwagę tzw. stopień wypełnienia (Füllungsgrad) betonu, otrzymano wartość  $f_b = 1,6$  dla dozowania P. 300. czyli odpowiedni dla betonów szczelnych według dawniejszej teorii. Niemniej jednak nie brano tego wyniku jako bezwzględnego kryterium zgodnie z ostatnimi poglądami technologii betonu.

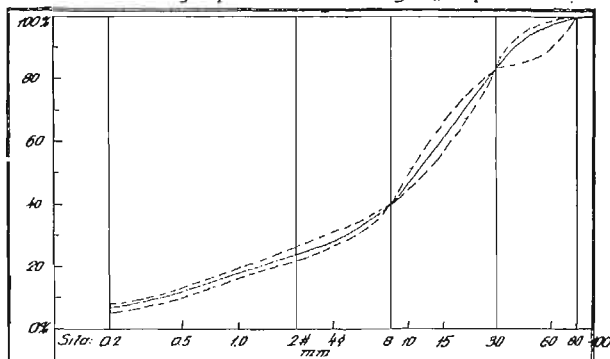
Ze swej strony mogę zaznaczyć, na podstawie mej praktyki dotychczasowej, że najważniejszym podejściem do projektowania betonów wydaje mi się zasada inż. W. Paszkowskiego, profesora Politechniki Warszawskiej, któremu na tym miejscu serdecznie dziękuję za cenne wskazówki udzielone mi przez ofiarowanie autorskich broszur. Podam tu tylko, że uzgodniwszy współczynniki potrzebne do obliczeń w myśl tej zasady, otrzymałem otulenie ziarn około 1,2 mm, a współczynnik spęcznienia około 1,3.

Jest to zasada projektowania prosta i łatwa do użytku dla każdego inżyniera.

Przechodząc do dozowania cementu i wody, zaznaczam, że dla doboru współczynnika wodo-cementowego względnie cementu wodnego należy przede wszystkim uwzględnić sposób ubijania betonu na budowie. Na ogół bowiem im mniej wody, tym beton mocniejszy i odporniejszy na wpływy atmosferyczne, lecz za to wymaga staranniejszego i silniejszego ubicia. Szczelność jego nawet przy dobrze dobranym uziarnieniu kruszywa zależy w bardzo dużej mierze właśnie od stopnia zagęszczenia. Ponieważ przewidywano ubicie ręczne, a nie na przykład wibrowane, najodpowiedniejszym okazał się beton plastyczny o dozowaniu wody około 180 l na m<sup>3</sup> betonu przy uziarnieniu kruszywa według zadanej krzywej przesiewu.

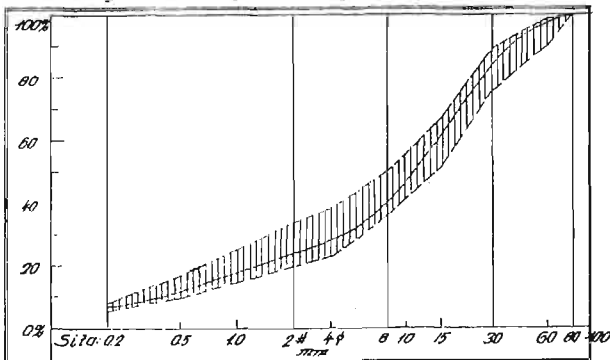
Do badania szczelności betonów posiadało laboratorium tylko jeden aparat sprowadzony ze Szwajcarii dla wymiaru próbek o średnicy 290 mm i wysokości do 100 mm. Z aparatu tego nie korzystano do 1934 r., gdyż nie można było utrzymać stałego ciśnienia przy pomocy wmontowanej pompki ręcznej. Dopiero dodanie powietrznego zbiornika wyrównawczego na ciąg doprowadzającym wodę do aparatu dało możliwość przeprowadzania badań począwszy od września tego roku. Stąd też badania te na betonach wykonanych w laboratorium mogły być jedynie kontrolą ustalonej już poprzednio krzywej uziarnienia kruszywa. Pierwsze próby szczelności przeprowadzono najmniej po 28 dniach stężenia betonu i trwały 170—400 h, tj. do uzyskania możliwie jednostajnego przesiąku wody. Okazało się koniecznym ustalenie pewnego określonego czasu przepuszczalności dla porównywania betonów między sobą. Porównanie największych, względnie najmniejszych przepuszczalności jednostkowych nie dawało żadnego obrazu. Ostatecznie zdecydowałem się uważać za miarodajną średnią przepuszczalność w cm<sup>3</sup> na godzinę między 72h a 80h badania

*Jedyna krzywa przesiewu dla kruszywa „Porąbka”*



Rys. 5

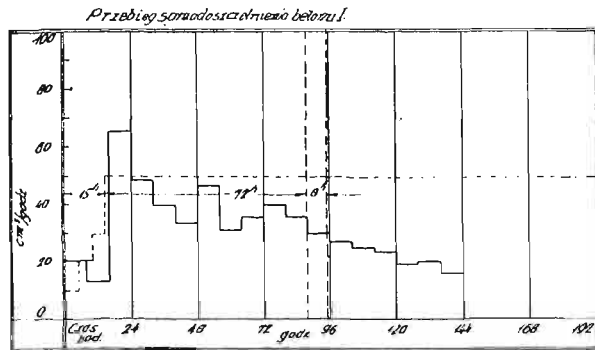
*Teoretyczna granice kruszywa dla różnych rodzajów betonu.*



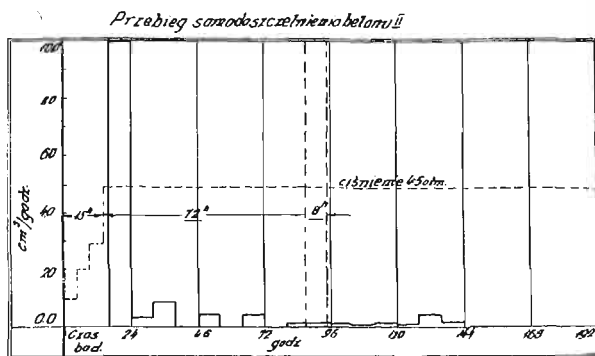
Rys. 6.

przy stałym ciśnieniu (4½ atm.). Data ta musiała mieć i tę zaletę, że uzyskać ją należało w praktycznie krótkim czasie. Dłuższe badania dawałyby naturalnie lepszy obraz zachowania się próbki, zmniejszając jednak „wydajność” laboratorium.

Prykładowo podają wykresy dwóch charakterystycznych wypadków przebiegu samouszczelniania się różnych betonów (rys. 7 i 8).



Rys. 7



Rys. 8

Celem przyspieszenia badań wykonano we własnych warsztatach Kierownictwa Budowy dalsze aparaty, dochodząc stopniowo do sześciu w czerwcu 1935 roku. Badanie przeprowadzano, zwiększając początkowo ciśnienie o pół atm. co 5 godzin, które następnie zmieniono na zwiększanie ciśnienia w skokach 1 na 2, 3 i 4½ atm. w tych samych odstępach czasu. Całkowity czas badania został skrócony do sześciu dni średnio.

Odczyty przepuszczalności wpisuje się co godzinę z uwzględnieniem temperatury wody i otoczenia. Miarodajną datą charakterystyczną dla danej próby jest wynik uzyskany najmniej z dwóch krążków, jednakże po wielokrotnym stwierdzeniu większych odchyłek przeszło się na wykonanie z reguły trzech krążków z jednego zarobu dla wykluczenia przypadkowości. Uzyskane przy zastosowaniu kruszywa według krzywej „Porąbka” wyniki przepuszczalności podają poniżej przy różnych dozowaniach cementu na m³ betonu:

P. 180	w/c = 0,9 — 1,0	przepuszcz. 2,0 — 8,73
P. 250	w/c = 0,6 — 0,75	" 0,0 — 7,7
P. 300	w/c = 0,5 — 0,65	" 0,0 — 3,0

(przepuszczalność w cm³/godz. i 288 cm²).

Odnosząc uzyskane wyniki do warunków w przegrodzie dla betonu szczelnego P. 300, trzeba uwzględnić maksymalne ciśnienie wody równe 2,4

atm. i grubość średnią warstwy szczelnej betonu 2,2 m w stosunku do 4,5 atm. ciśnienia i 10 cm grubości przy badaniach laboratoryjnych. Przyjmując proporcjonalność przecieku do spadku ciśnienia i badanej powierzchni, otrzymuje się stosunek: 10 cm³ na godz. i 288 cm², a więc 8,4 cm³/godz. na m² przy grubości betonu 2,2 m.

Betony laboratoryjne mieszano ręcznie, a więc przy zastosowaniu mieszanek mechanicznych wyniki nie powinny być gorsze tym więcej, że przy wykonaniu prób starałem się o zachowanie normalnych warunków budowlanych z tą tylko różnicą, że wszystkie składniki były ściśle mierzone. Z tej przyczyny otrzymywałem nieraz przy próbach duże odskoki i niespodzianki.

Sprawdzenie zadanej krzywej przesiewu nastąpiło już w czasie betonowania i uzyskane wyniki należy uważać za zadowalające.

Badania użyteczności wody, która miała być stosowaną do betonowania, przeprowadzały laboratoria chemiczne poza budową i każdorazowo dały wyniki dodatnie.

Przechodząc do opisu kontroli betonu na budowie, zaznaczam, że w tym kierunku położono wielki nacisk ze względu na rozpoczęcie betonowania na budowie przed ukończeniem doświadczeń laboratoryjnych, bo już 17. XII. 1934 r. O ilości prób kontrolnych niech dadzą obraz cyfry. W ciągu niespełna dwóch lat betonowania wykonano 1214 kostek, względnie walców dla badania wytrzymałości, a 667 sztuk krążków dla badania szczelności betonów. W bieżącym zaś roku przesiano już około 8000 kg materiału pobranego z betoniarni celem kontroli uziarnienia betonów i kruszywa.

Ponieważ kruszywo w fabryce betonów było stale myte bardzo dokładnie, kontrola na zawartość części organicznych odbywała się doraźnie w większych odstępach czasu i stale dawała wyniki dodatnie. Ług barwił się najwyżej do koloru jasno słomkowego, a najczęściej nie zmieniał barwy.

Trudniejszym do ścisłego ujęcia okazał się pobór kruszywa dla kontroli uziarnienia. Do betoniarki podawane są poszczególne składowe z pięciu zasieków za pośrednictwem pasów i dopiero wewnątrz następuje mieszanie. Przy wysypywaniu wymieszanego już kruszywa na podstawiony stół następuje odmieszanie. Cięższe i większe kamienie wypadają prędzej, a przy końcu wysypu przeważa stale drobny piasek. Pobierane próby w różnych miejscach stożka z wysypanego materiału dawały różnice, przekraczające nieraz znacznie 5% dla tej samej mieszanki. Ostatecznie pobór kruszywa odbywa się wewnątrz betoniarki po 15-tu obrotach i w tym wypadku odchyłki nie przekraczają 2%.

Wprowadziłem jeszcze inną kontrolę betonów, która zasadniczo służyć miała do określenia dozowania wody, a równocześnie daje wystarczająco dokładny obraz uziarnienia betonów. Przebieg tej próby schematycznie przedstawia się następująco:

a. pobór betonu na miejscu użycia do wiadra i zważenie go w takim stanie jak pobrano;

b. wysuszenie niezwłoczne na już przygotowanej i uprzednio podgrzanej blasze w temperaturze do 120° C. W czasie suszenia należy beton mieszać bardzo starannie, rozkruszając tworzące się grudki zaprawy. Po całkowitym wysuszeniu należy beton

ponownie zważyć, a różnica ciężarów daje ilość wody;

c. teraz następuje normalny przesiew, jak dla kruszywa. Przyklepione ewentualne części zaprawy do większych ziarn przez wzajemne tarcie łatwo się dają usunąć, względnie przy pomocy lekkich mechanicznych uderzeń. Normalnie przy żwirze rzeczonym sianie odbywa się łatwiej, niż przy domieszkach tłuczni;

d. podczas gdy beton się suszy, wykonywane są z pobranego równocześnie betonu normalne próbki, naprzykład walce, i na ich podstawie oznacza się ciężar jednostkowy świeżego betonu. O ile zaś prób tych nie wykonywane, wówczas ciężar ten należy przyjąć;

f. dozowanie cementu na m<sup>3</sup> betonu należy wyznaczyć w normalny sposób;

g. wyliczenie: obliczyć procenty krzywej przesiewu wysuszonego betonu.

Oznaczając przez:

$G_1$  — ciężar betonu mokrego,

$G_2$  — ciężar betonu wysuszonego,

$w$  — wodę w procentach suchych składników, tj. od wagi kruszywa i cementu łącznie,

$g_b$  — ciężar jednostkowy betonu,

otrzymamy:

$$\text{Zawartość wody w procentach } w = \frac{G_1 - G_2}{G_2} \times 100$$

$$\text{„ „ w litr./m}^3 \text{ bet. } w = \frac{G_1 - G_2}{G_1} \times g_b$$

Znając dozowanie cementu prosto wylicza się w/c.

Zawartość kruszywa „ $k$ ” w m<sup>3</sup> betonu wyliczamy:  $k = g_b \left( 1 - \frac{G_1 - G_2}{G_1} \right) - c$  kg/m<sup>3</sup>.

Mając ciężar kruszywa w m<sup>3</sup> betonu i ilość cementu „ $c$ ”, a tem samem  $k + c =$  suchym składnikom betonu, obliczamy dalej:

$$\text{kruszywo w procentach } k_1 = \frac{k}{k + c} \times 100$$

$$\text{cement w procentach } c_1 = \frac{c}{k + c} \times 100$$

Na podstawie tych dat przeliczamy krzywą przesiewu betonu na kruszywo, redukując poszczególne wartości procentowe  $p_b$  na  $p_k$ :

$$p_k = \frac{p_b - c_1}{k_1}$$

W ten sposób przeprowadzane próby skontrolowałem na betonach wykonywanych w laboratorium i uzyskiwałem wyniki zupełnie zgodne pod względem zawartości wody i dla przesiewu przy kruszywie naturalnym. Przy domieszce tłuczni potrzebne jest zastosowanie pewnej poprawki w granicach piasku od 0—2 mm. Sposób ten ma jeszcze zaletę, że daje możliwość kontroli betonu już ułożonego na budowie.

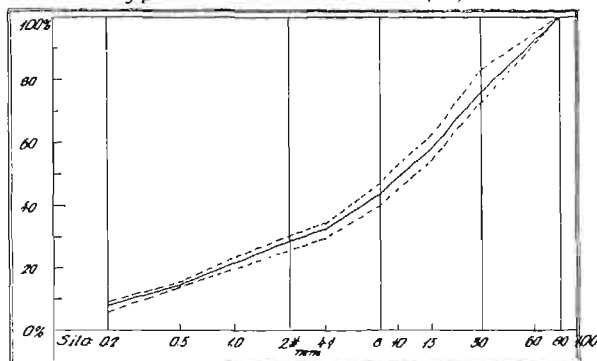
W m<sup>3</sup> betonu waga cementu i kruszywa razem waha się zwyczajnie w małych granicach 2150—2170 kg.

Kontrola kruszywa obejmuje jednak nie tylko gotowe i wymieszane już kruszywo, lecz także poszczególne składowe w zasiekach kruszarni, aby

móc uchwycić przyczyny usterek i odpowiednio uregulować dozowanie na aparatach kruszarni.

Badanie wytrzymałości betonu wykonywano uprzednio zgniatając kostki 20 × 20 × 20 cm. Od 1935 r. wykonywano dla tego celu walce według P. N. B. 196 o 196 mm średnicy.

*Średnie przesiewy kruszywa z belopomaziu Przegrady, z uwzględnieniem wahań w okresach: 1934, 1935, 1936 r.*



Rys. 9.

Zasadniczo bada się wytrzymałości 8- i 28-dniowe. Średnie uzyskane wyniki wytrzymałości:

8-dniowej dla P. 180	—	87 kg/cm <sup>2</sup>
P. 250	—	115 „ „
P. 300	—	130 „ „
28-dniowej dla P. 180	—	154 „ „
P. 250	—	202 „ „
P. 300	—	222 „ „

Badania wodoszczelności przeprowadza się w sposób opisany przy badaniach laboratoryjnych. Uzyskane wyniki wpłynęły na małe odchylenie od idealnej krzywej. Dla całego korpusu przegrady stosuje się zasadniczo jedno uziarnienie kruszywa, gdyż w ten sposób ułatwia się pracę, umożliwiając zwiększenie produkcji betoniarni i unika się pomyłek łatwych przy pracy ciągłej na trzy zmiany, w wielkim tempie budowy i dużej stosunkowo odległości betoniarek od miejsca użycia betonu.

Ostatecznie zawartość ziarn dla tak ustalonej krzywej wynosi średnio:

Do 0,2 mm św.	7%
„ 2 „ św.	28%
„ 8 „ śr.	44%
„ 30 „ śr.	75—85%

Betony o tym uziarnieniu nie przepuszczają pod ciśnieniem 4,5 atm. w żadnym wypadku ponad 10 cm<sup>3</sup>/godz. przy dozowaniu 180 kg. cementu na m<sup>3</sup> betonu. Dla wyższych dozowań cementu dają krążki zupełną wodoszczelność przy założeniu ciękości plastycznej i ubiciu ręcznym.

Średnie wyniki przesiewów kruszywa, pobranego z budowy dla poszczególnych okresów, skupiają się około opisanej powyżej krzywej. Na rys. 9 przedstawiłem odnośny wykres, skonstruowany na podstawie dat z trzech okresów budowy, tj. 1934, 1935 i 1936 r., uwzględniając skrajne wartości liniami kreskowanymi, a linią ciągłą oznaczając średnią ogólną.

Współczynniki wodno-cementowe wahały się zasadniczo w granicach od 0,9—1,1 dla P. 180, od 0,66—0,78 dla P. 250 i 0,59—0,70 dla P. 300.

Wszystkie próby ujęte są ścisłą ewidencją i każda z nich posiada osobną metrykę z zaznaczeniem warunków pobrania i wynikami badań, aby móc stwierdzić nie tylko wyniki, ale i ich przyczyny i miejsce użycia betonu w przegrodzie.

Badania cementów przeprowadzano tak w laboratorium budowlanym, jak i na miejscu w cementowni, kładąc specjalny nacisk na jednostajność przemiatu, czas wiązania i właściwy — zgodny z obowiązującymi przepisami, sposób przeprowadzania prób. W tym dziale okazał się brak cementu specjalnego dla betonów masowych o niskim cieple wiązania, a tym samym dającym małe skurcze betonów w czasie procesu tężenia.

**Inż. Henryk Herbich.**

## Porąbka na tle ogólnych rozważań elektryfikacyjnych

Zagadnienie wytwarzania energii i jej racjonalnego wyzyskania, są kwestiami wiążącymi się ściśle z życiem gospodarczym kraju i to w skali ogólnopństwowej. Umiejętne wyzyskanie wszelkich surowców energetycznych, rozmieszczonych możliwie równomiernie w całym państwie, wpływa wydatnie na odporność kraju pod względem strategicznym.

Spżycie energii w Polsce na głowę mieszkańca jest znacznie niższe niż w krajach uprzemysłowionych wobec pracy  $\frac{3}{4}$  ludności na roli, mimo to zależność między rozwojem gospodarczym kraju, a elektryfikacją jest bardzo ścisła. Przebieg t. zw. ogólnego wskaźnika koniunktury gospodarczej w ostatnim 10-cioleciu jest zgodny ze wskaźnikiem

Wiele szczegółów, zestawień i badań pomijam. Laboratorium starało się wyjść poza ramy mechanicznej pracy i dążyło do rozwiązania przy tej sposobności nasuwających się zagadnień z dziedziny technologii betonu, posługując się środkami najprymitywniejszymi poza prasą do zgniatania i aparatami do badań wodoszczelności. Personel pomocniczy — to ludzie, jakich dziś przeważnie na robotach budowlanych się spotyka: stolarz, murarz, robotnicy niekwalifikowani i przypadkowo technik farbiarz pracujący, jako zwykły robotnik. Wszyscy garnęli się do pracy, a w szczególności p. Hankus, ten technik robotnik, który okazał się moim prawdziwym współpracownikiem.

Ostateczne opracowanie wyników i wyciągnięcie wniosków wymagać będzie jeszcze znacznej pracy wobec dużej ilości dokonanych prób.

elektryfikacji. Obydwa wskaźniki równolegle wzrastały od 1925 r. do 1929 r., następnie malały do roku 1932, osiągając swoje minimum, poczem wykazywały tendencję zwyżkową, która trwa do obecnej chwili.

Pomimo tego czasowego załamania się produkcji energii elektrycznej w latach 1929—1932, ogólny przebieg instalacji mocy w elektrowniach<sup>1)</sup> był stale zwyżkowy w ubiegłym dziesięcioleciu.

Widzimy to na rys. 1, linia 2.

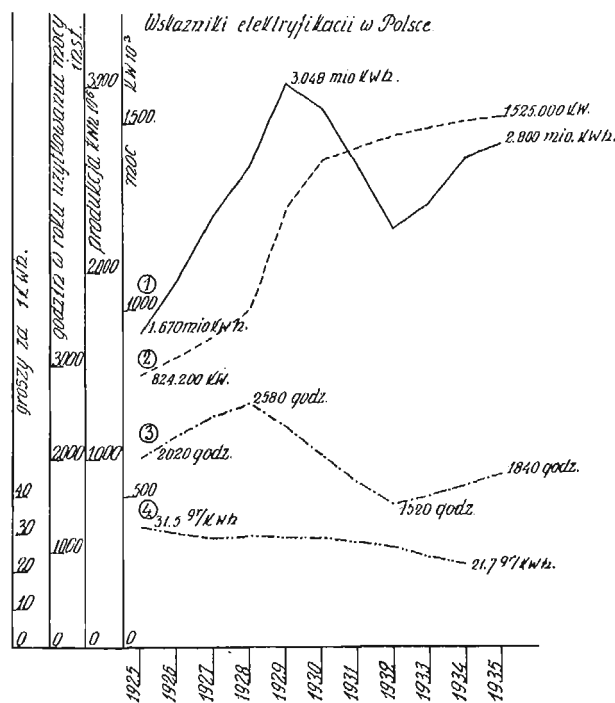
Największy wzrost widzimy w elektrowniach dużych (ponad 10.000 kW), których liczba się podwoiła, a moc wzrosła o 143%

Przebieg zaś wytwórczości elektrycznej był zmienny i bardziej związany z ogólną koniunkturą gospodarczą. Charakter tej zmienności przedstawia linia 1, rys. 1.

Ta asynchronizacja między przebiegiem mocy instalowanej, wykazującym stały wzrost, a przebiegiem zmiennej produkcji energii w ubiegłym 10-cioleciu odbiła się na gorszym wyzyskaniu poszczególnych elektrowni, ujawniającym się w krótszym czasie użytkowania instalowanej mocy. Średni czas użytkowania instalowanej mocy w tym samym okresie przedstawia linia 3, rys. 1.

Na ten niekorzystny obraz wpłynęły głównie elektrownie małe, pracujące samodzielnie, których czasy użytkowania mocy instalowanej schodzą w niektórych do 860 godzin pracy w roku. Lepiej oczywiście przedstawia się sprawa wykorzystania instalacji w elektrowniach okręgowych, w których odnośny czas użytkowania z 2770 godzin w 1925 r. podniósł się do 3360 godzin w 1929 r., a obecnie wynosi 1920 godzin. Dla porównania wspomnieć należy, że czasy użytkowania mocy instalowanej w innych krajach są znacznie wyższe i wynoszą: w Norwegii — 4650 godzin, we Francji — 4000 godzin, w Szwajcarii — 3960 godzin, w Niemczech — 3330 godzin i w Austrii — 2500 godzin.

Z cyfr tych wyprowadza się prosty wniosek, że kraj nasz nie posiada elektryfikacji w ścisłym



Rys. 1.

tego słowa znaczeniu. Elektrownie pracują samodzielnie, nie są połączone wspólną siecią wysokiego napięcia dla zaopatrywania większych połaci kraju, przez co jedynie uzyskać można wyrównanie dziennej krzywej zapotrzebowania energii, a więc lepsze i ekonomiczniejsze wyzyskanie maszyn w poszczególnych elektrowniach.

O tym niedorozwoju elektryfikacji w Polsce świadczyć może na przykład fakt, że ilość zużytej miedzi w przewodach wysokiego napięcia wynosi zaledwie 23.700 tonn.

Taki stan rzeczy nie jest do pomyslenia w krajach uprzemysłowionych, nie mówiąc o Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej, gdzie jedno miasto Chicago posiada szczyt mocy 2.000.000 kW.

To też tam elektrownie okręgowe posiadają nieraz po 40—50 zakładów elektrycznych pracujących na wspólną sieć, a opartych na różnych surowcach energetycznych z dużym procentem elektrowni wodnych zbiornikowych, pozwalających na ich włączenie do współpracy w momentach największego zapotrzebowania energii.

Ale również taki stan nie powinien mieć miejsca i w Polsce, w kraju stosunkowo biednym, gdzie marnotrawstwem byłoby mieć przeinwestowane prądnicze w poszczególnych elektrowniach, a równocześnie znaczna ilość miast i osad jest bez siły i światła elektrycznego, względnie posiada je po cenie b. wysokiej, wobec złego wyzyskania małych, często przestarzałych elektrowni.

Jeżeli hasło elektryfikacji kraju przez połączenie istniejących już elektrowni zrealizuje się w czyn, to obecne elektrownie, użytkując swą moc przez 2580 godzin, t. j. czas, jaki osiągnęliśmy w 1928 r., dostarczyć będą mogły rocznie 3870 milion. kWh, t. j. 1,5-krotne obecnie zapotrzebowanie energii. Przyjmując tylko ten wzrost zapotrzebowania energii, jaki się objawia od 3 lat, wystarczyć by to nam mogło na dalsze 5 lat, bez dodatkowych inwestycji mocy elektrycznej.

Oczywiście, takie 100% połączenie istniejących elektrowni jest trudnym, a może i niemożliwym ekonomicznie i w najbliższym 5-cioleciu nowe siłownie powstać muszą, szczególnie o charakterze szczytowym.

Ukończenie zapory wodnej w Porąbce przypomina o jednym źródle energii, które w Polsce nie jest doceniane, a tym samym wykorzystane, t. j. siły wodne. Zestawienie ogólnych zasobów energii wodnej, swego czasu przeze mnie opracowane, wykazuje 5800 miln. kWh energii dla rzek zakwalifikowanych do I kategorii. Stosunek tych sił w poszczególnych częściach kraju do przyszłego, przewidywanego zapotrzebowania energii wynosi dla 1950 roku: 1) w Małopolsce 49%, 2) na Pomorzu 29%, 3) w centrum kraju 5% i 4) na Wileńszczyźnie ponad 100%. Odnośne cyfry dla roku 1965 wynoszą: ad 1) 22%, ad 2) 9%, ad 3) 1,5% i ad 4) 65%.

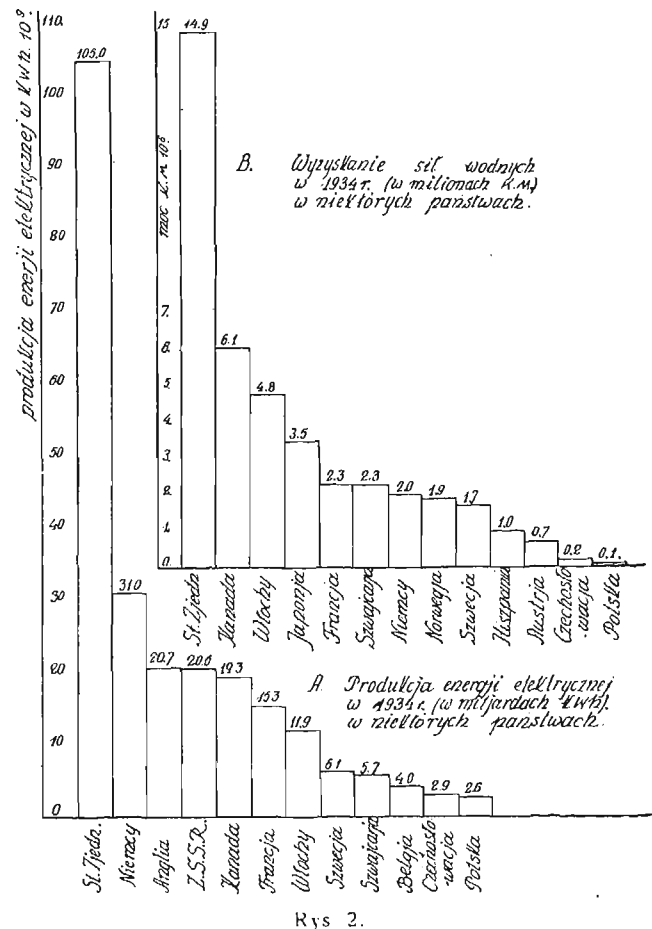
Cyfry te wykazują teoretyczne możliwości udziału sił wodnych w ogólnej elektryfikacji. Praktycznie jednak wyzyskać będzie można tylko część, t. j. tą, która posiadać będzie możliwości konkurencji z zakładami opartymi na innych źródłach energii, przede wszystkim na węglu i gazie ziemnym.

Brak wyrównania odpływów w naszych rzekach, głównie Karpackich, zmusza do budowy zbiorników, co znów podraża koszty instalacji elektrowni wodnych i wyprodukowana w nich energia czasem wypadnie drogą. A więc część polskich sił wodnych wydaje się być przeznaczoną dla pokrycia zapotrzebowania energii tego rodzaju, które zniesie wyższą cenę, a równocześnie pozwoli na lepsze wyzyskanie sprzężonych z nimi zakładów ciepłych przez ich równomierne obciążenie.

Takim zapotrzebowaniem są szczyty obciążenia w pewnych godzinach dnia.

Drugim zadaniem, jakie siły wodne winny spełnić, jest stworzenie pewnego rodzaju rezerwy wobec niekorzystnego, kresowego usytuowania naszych głównych źródeł energii, t. j. węgla kamiennego.

Wychodząc z tych założeń, wyzyskanie sił wodnych winno wynosić (dla spełnienia 1-go zadania) przynajmniej 10% ogólnego zapotrzebowania energii, t. j. tyle, ile mniej więcej wynoszą szczyty, a biorąc pod uwagę 2-gie zadanie — dwu lub trzy krotnie więcej, zresztą tak jak to uczyniono w krajach na zachodzie. (Rys. 2).



Zakład wodno-elektryczny w Porąbce dostarczyć może przeciętnie 27 miln. kWh, co odpowiada 3% produkowanej obecnie energii w rejonie Śląskim i Krakowskim. Przy połączeniu więc tych elektrowni na wspólną sieć, energia Porąbki winna się zmieścić w krzywej zapotrzebowania energii w postaci samego wierzchołka szczytowego obciążenia.

Przy rozważaniach w 1934 r. nad zagadnieniem najodpowiedniejszej instalacji mocy dla Porąbki wprowadzono pewną zmianę w poprzednim projekcie, by dostosować ten zakład do potrzeb przyszłej elektryfikacji, zakrojonej na szerszą skalę oraz by ułatwić mu konkurencję z zakładami cieplnymi. Zakłady bowiem ciepłe o charakterze podstawowym, przy pracy 4000 godzin w ciągu roku, dostarczyć mogą energię po parę groszy za 1 kWh (w zależności od odległości od kopalń), natomiast o charakterze szczytowym, z ilością np. 1350 godzin pracy w ciągu roku, rentują się dopiero przy cenie 10 groszy za 1 kWh. Zaprojektowano więc i wmontowano w zaporze Porąbki 3 wloty do turbin o chłonności 108 m<sup>3</sup>/sek, mogących dostarczyć moc 20.000 kWh. Odpowiada to 1350 godzinom pracy mocy instalowanej w ciągu przeciętnego roku.

Rozkład w poszczególnych miesiącach możliwej produkcji energii w Porąbce przedstawia się w milionach kWh następująco: w I — 2,09; II — 1,76; III — 3,19; IV — 3,68; V — 2,75; VI — 2,36; VII — 3,41; VIII — 3,08; IX — 1,75; X — 1,15; XI — 1,05 i XII — 1,00.

Ten stosunkowo niekorzystny rozkład może być poprawiony na lepsze, przez umiejętne operowanie gospodarką wodną, manewrując odpowiednio poziomami spiętrzonymi w zbiorniku, zważywszy, że 6-metrowa warstwa wody w zbiorniku zawiera akumulator energii w ilości 270.000 kWh. Mimo to, rozkład tej energii w poszczególnych miesiącach nie będzie synchroniczny z typową krzywą zapotrzebowania energii w roku i wskazuje na konieczność włączenia tego zakładu w przyszłą sieć wysokiego napięcia, łączącej szereg elektrowni ciepłych.

Szczególnie korzystną była by jego praca, gdyby ta sieć zaopatrywała również elektryfikację kolei żelaznych, odznaczającą się krótkotrwałymi, wielokrotnymi i wysokimi szczytami w ciągu dnia.

Dla pozostawienia zupełnej swobody w pracy energetycznej zakładowi w Porąbce w ciągu dnia, przy zachowaniu równoczesnym możliwości oddawania wody równomiernie rozłożonej w ciągu całej doby dla potrzeb żeglugowych na górnej Wiśle — zajdzie potrzeba budowy małego zbiornika wyrównania dziennego, usytuowanego poniżej zapory.

Na zakończenie należałoby zdać sobie sprawę z kosztów i rentowności tego zakładu.

Kosztów budowy zapory i zbiornika nie można włączać do obliczenia rentowności samego za-

kładu elektrycznego. Część kosztów tej budowy przerzucić należy na inne działy, osiągające znaczne korzyści z istnienia tego zbiornika. Nie ulega wątpliwości, że głównym celem tego zbiornika jest akcja przeciwpowodziowa, następnie poprawa warunków żeglowności na Górnej Wiśle, a dopiero ostatnim — wyzyskanie energii wody.

Pozostaje więc rozważyć koszt samej elektrowni i rachunek jej rentowności. Preliminowany koszt elektrowni, obejmujący turbinę, generatory wraz z obudową i rozdzielni elektrycznej wynosi ok. 4 milion. zł.

Zakładając koszt i oprocentowanie kapitału włożonego — 7<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, amortyzacji w przecięciu — 2<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, utrzymania zakładu — 2<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, oraz funduszu odnowienia w przecięciu — 1<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, w sumie razem 12<sup>3</sup>/<sub>0</sub> — otrzymamy koszty własne produkcji 1 kWh — 1,8 grosza, loco Porąbka. Doliczając koszty przesyłania energii linią 30 kV na odległość ok. 80 km i strat energii w transporcie wynoszące ok. gr./kWh — łączny koszt własny wypadnie ok. 3 grosze za 1 kWh.

Dla porównania przytoczę, że przeciętna cena sprzedażna energii elektrycznej w Polsce wynosiła w 1925 — 30,5 gr/1 kWh i stale równomiernie malała, osiągając cyfrę 21,7 gr/1 kWh. w 1934 r. (Rys. 1 linia 4).

Rozpiętość cen w poszczególnych elektrowniach zawodowych jest b. znaczna i tak w 1934 r. Czechowice sprzedawały prąd średnio po 5,9 gr/1 kWh, Siersza Wodna — po 7,5 gr/1 kWh, Chorzów — po 7,98 gr/1 kWh, Miłobądź-Będzin — po 10,8 gr/1 kWh, Brzezówka — po 13,4 gr/1 kWh, Gródek-Żur — po 13,9 gr/1 kWh. natomiast pozostała większość bo 31 elektrowni sprzedawała już znacznie drożej w granicach 20—40 gr/1 kWh, a nawet po 65 gr/1 kWh w Zakopanem.

Widzimy więc, że koszt własny energii w Porąbce jak na energię szczytową jest b. niski i zapewne pozwoli na przeznaczenie części kosztów włożonych w budowę zapory i zbiornika na zakład elektryczny, choćby w formie opłaty za dzierżawę wytworzonego spadku.

Tą drogą otrzymane koszty roczne winny być użyte na dalszy rozwój budowy zbiorników i zabudowę potoków górskich — a sprawa wyzyskania rezerwowego surowca energetycznego „białego węgla”, realizowałaby się w szybszym tempie.

**Inż. Eugeniusz Binder**

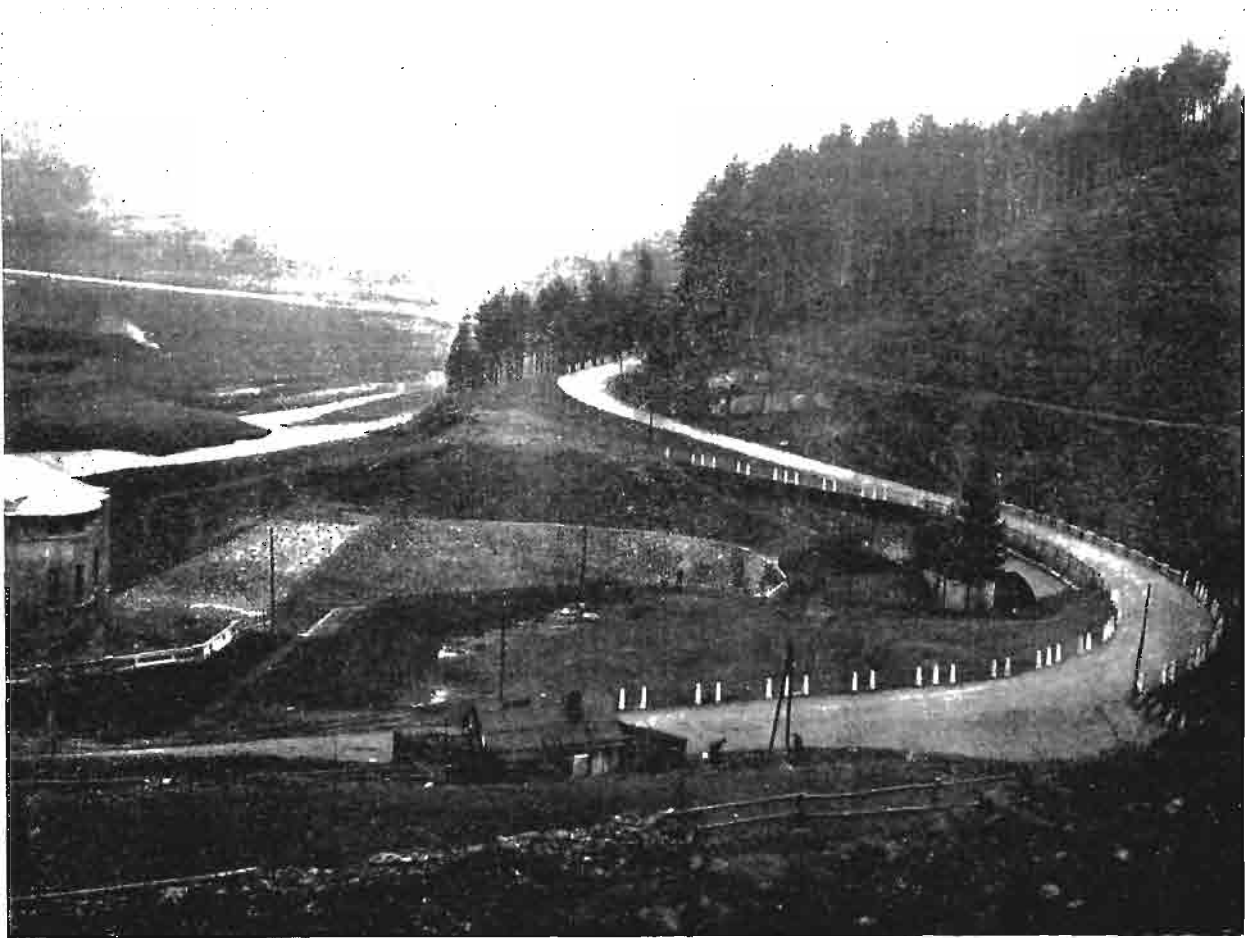
## **Drogi przy zbiorniku w Porąbce**

Wykonana zapora na Sole w Porąbce utworzy jezioro, które zatopi obszar około 3,8 km<sup>2</sup>. Na dnie tego przyszłego jeziora znajdował się szereg osiedli, przez które prowadziła główna droga wojewódzka z Żywca do Kęt. Dla utrzymania łączności komunikacyjnej tych miejscowości oraz dla połączenia osiedli, znajdujących się nad zbiornikiem, z ośrodkami gospodarczymi zaprojektowano i wybudowano nowe drogi.

Na lewym brzegu wybudowano 9,5 km długą drogę wojewódzką przez miejscowości: Tresna, Czernichów, Międzybrodzie Żywieckie powiatu żywieckiego, Międzybrodzie Bialskie i Porąbka, powiatu bialskiego.

Na prawym brzegu poprowadzono drogę gospodarczą od miejscowości Międzybrodzie Bialskie i Żywieckie do Tresnej na długości 5,5 km.





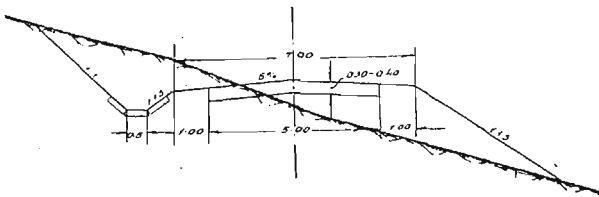
Droga wojewódzka Porąbka-Żywiec.

Wreszcie od zabudowań, znajdujących się w Międzybrodziu Bialskim przy przegrodzie wykonano drogę gospodarczą o szerokości 3,5 m, długości około 1500 m.

Przez założenie sieci tych dróg, zbiornik został otoczony z jednej strony drogą wojewódzką, z drugiej — drogami gospodarczymi.

#### Droga wojewódzka Żywiec-Kęty.

Główną drogę wybudowano jako wojewódzką II-giej klasy. Pod względem terenowym należy zaliczyć ją do dróg podgórskich. Nawierzchnia systemu Treseguet, o podkładzie kamiennym gr. 0,20 — 0,30 m i żwirówce gr. 0,10 m. Szerokość w keronie 7,0 m. Jezdnia 5,0 m, pobocza po 1,0 m. Na partii drogi, leżącej przy samym zbiorniku — na długości 2820 m wybudowano na wysokości niwelety ławeczkę 1,0 m szeroką. Spadek poprzeczny drogi zastosowano 5‰.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny drogi wojewódzkiej.

W najniższym punkcie założono niweletę drogi 80 cm powyżej spiętrzonego zwierciadła wody w zbiorniku, a więc na rzędnej 322,80. Rzędna zwierciadła wody w zbiorniku wynosi 322,00.

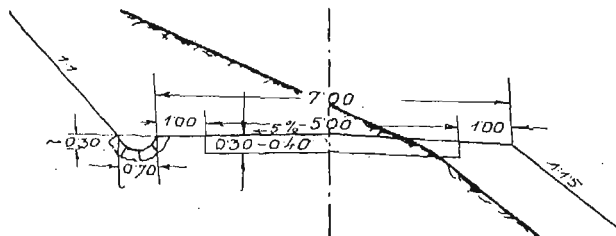
Spadki podłużne drogi zastosowano maksim. 5‰. Łuki o minimalnym promieniu 35 m, mając na względzie ruch automobilowy oraz transport długiego drzewa. W łukach zastosowano spadek jednostronny, z rozszerzeniem jezdni o 1,0 m od strony wewnętrznej, przy kątach wierzchołkowych mniejszych niż 135°.



Rys. 2. Jeden ze ścieków, zabudowany zapoiką kamienną. Widoczny na lewo rów tyrolski, odprowadzający wodę do kociołka, wykonanego przy wlocie przepustu.

Dla magazynowania tłucznia do konserwacji, wybudowano place składowe, rozstawione w odległościach 100 — 200 m.

Rowy przydrożne wykonano o przekroju trapezowym, przy czym wszystkie zostały wybrukowane dla łatwiejszego czyszczenia oraz dla lepszego spływu wody. Na partii stokowej wybudowano na długości 400 m w miejscu rowu trapezowego — rów półokrągły (tyrolski), uzyskując przez to mniejsze roboty ziemne, a tym samym mniejsze koszty budowy.



Rys. 3. Przekrój drogi z rowem tyrolskim.

Skarpy nasypów od strony zbiornika ubezpieczono brukiem grubości 0,40 m, sięgającym minimum 0,50 m ponad spiętrzoną wodę w zbiorniku.

Na partii stokowej wybudowano silny mur podporowy na długości 80 m ze względu na napotkany usuwisty, podmokły teren.

Liczne źródła, wytryskające ze skarp, ujęto w studzienki.

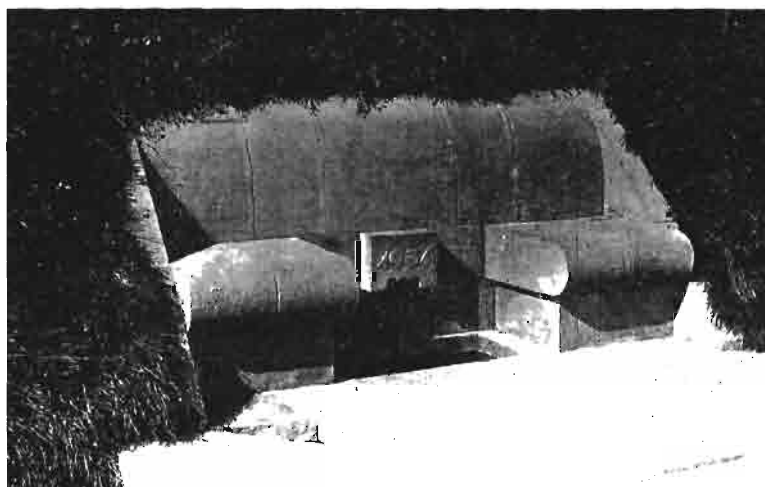
Drogę od strony zbiornika przy skarpach, przekraczających 1,5 m wysokości wyposażono w poręczę, natomiast przy niższych skarpach wkopano pachołki. Poręczę złożono z dwu rur żelaznych, osadzono na słupkach żelbetowych, wysokości 1,10 m. Pachołki wysokości 0,80 m zastosowano w kształcie stożkowym (typ używany w okolicy).

Największe trudności wyłoniły się przy budowie odcinka drogi o charakterze górskim, na długości 1650 m na partii stokowej, leżącej tuż nad zbiornikiem, gdzie napotkano na terenach usuwiste, podmokłe, kamieniste, z luźno rozmieszczonymi blokami skalnymi oraz licznymi źródłami.

Liczne ścieki zostały ujęte w betonowe sklepione przepusty, w mniejszych ściekach i debrach dla powstrzymania materiału niesionego, zastosowano przy przepustach małe zaporki.

Na drodze wybudowano szereg większych mostów i tak:

Rys. 4. Ławeczka przydrożna ze studzienką.

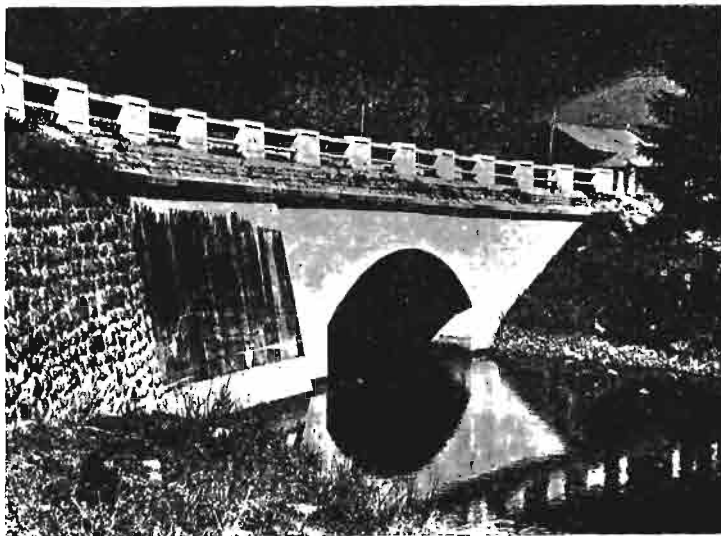
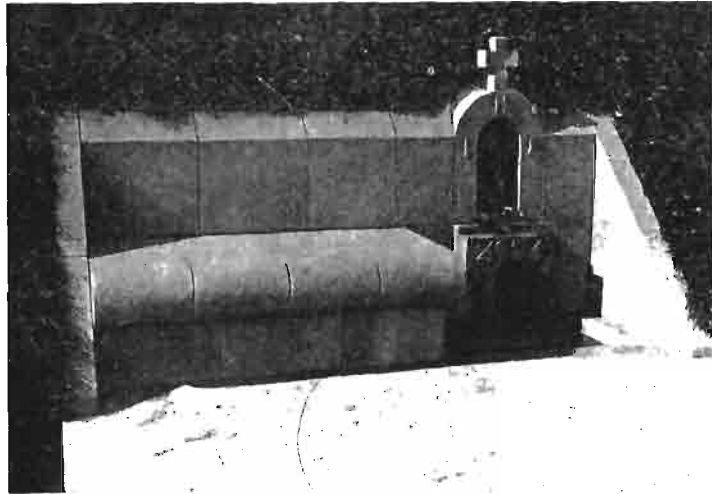


Rys. 5. Studzienka przydrożna.

1. na Małej Żarnówce most sklepiony betonowy 8,00 m światła,
2. na Wielkiej Żarnówce most łukowy żelbetowy 27 m światła,
3. na Basioracze most o świetle 6 m,

4. na Ponikwi most żelbetowy 13 m światła,
5. na Roztoce przepust o świetle 6 m,
6. na Sole w Tresnej wielki most łukowy żelbetowy, o świetle 76 m.

Rys. 6. Kapliczka przydrożna z ławeczką i studzienką.



Rys. 7. Most sklepiony, 8 m światła na Małej Żarnówce.

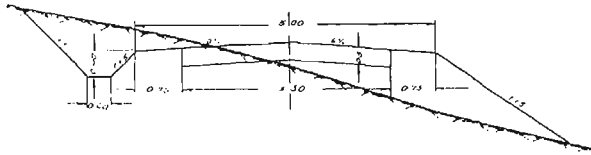
Rys. 8. Most na Sole w Tresnej, o rozpiętości 76 m.



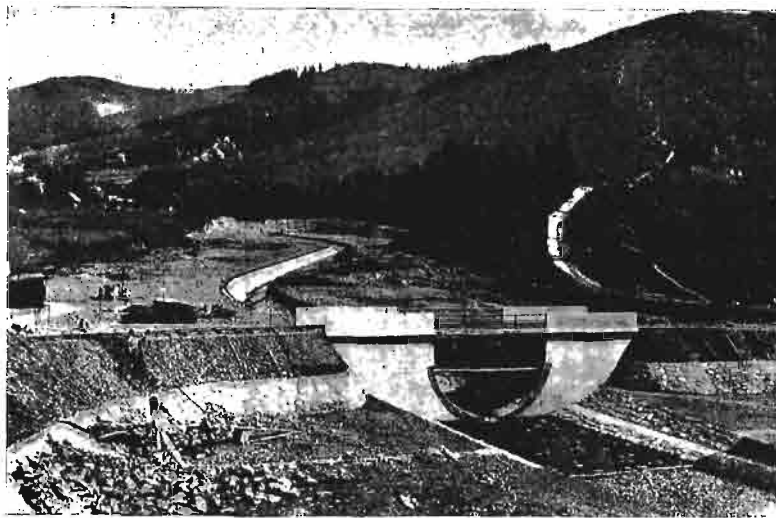
## Droga gospodarcza.

W miejsce dawnej drogi wojewódzkiej, zalaną obecnie wodami zbiornika, przeprowadzono na długości 4 km wzdłuż prawego brzegu Soły drogę gospodarczą, o znaczeniu lokalnym, umożliwiając ludności dojazd do drogi Żywiec—Kęty.

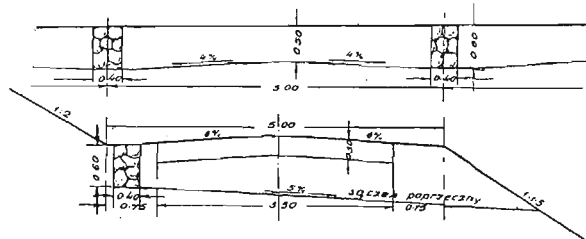
Szerokość drogi w koronie wynosi 5,0 m, jezdni 3,5 m, poboczy po 0,75 m. Nawierzchnia systemu Treseguet, grubość podkładu 20 cm, żwirówki



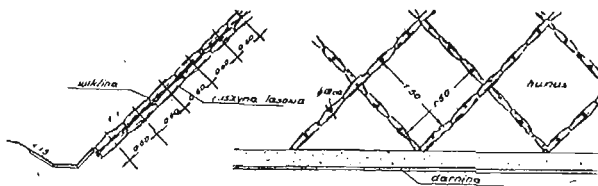
Rys. 9. Przekrój poprzeczny drogi gospodarczej.



Rys. 10. Most na drodze gospodarczej na potoku „Isepnica“, o świetle 8,0 m. W głębi widoczna kineta i zapora zabudowanego potoku.



Rys. 11. Przekrój drogi gospodarczej z odwodnieniem jezdni przy pomocy sączków.



Rys. 12. Ubezpieczenie skarp wykopu przy pomocy kraty z kieszek faszynowych.

10 cm. Niweleta drogi na całej prawie długości założona jest na rzędnej 323,30 czyli 1,30 m ponad zwierciadłem wody w zbiorniku.

Z obiektów, wykonanych na drodze gospodarczej, należy wymienić trzy mosty:

na potoku „Czarnocie“ — o świetle 4,80 m, „Głębokim“ — o świetle 3,30 m i na potoku „Isepnicy“ — o świetle 8,00 m. Są to mosty o dźwigarach żelaznych, opartych na betonowych przyczółkach.

Do charakterystycznych cech drogi należy sączek podłużny, wykonany w miejsce normalnego rowu na długości 1100 m, szeroki 0,40 m. Wodę do zbiornika odprowadza się sączkami poprzecznymi, ułożonymi pod nawierzchnią co 5,0 m. Sączek podłużny zastosowano, ponieważ wykonanie normalnego rowu odwadniającego natrafiało na trudności z powodu wielkiej ruchliwości stoku. Działanie sączka okazało się bardzo dobre.

Oprócz zwykle stosowanych ubezpieczeń skarp wykopów w gruntach suchych darniowaniem na płask i w kratkę, wykonano na gruntach podmokłych odwodnienie sączkami w kształcie łęków oraz ubezpieczenie w kratkę z kieszek faszynowych.

Skarpy nasypów od strony zbiornika ubezpieczono obitką faszynową, sięgającą 50 cm ponad maksymalny stan wody w zbiorniku.

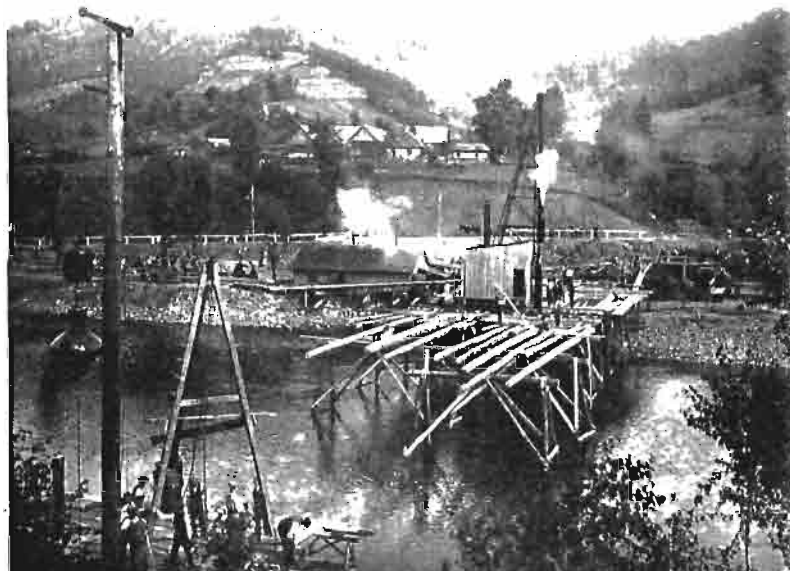
## Most na rzece Sole w Tresnej.

Most w Tresnej należy do największych obiektów na wykonanej drodze. Rozpiętość mostu wynosi 76 m (największa w Polsce dla tego typu mostów).

Jako dźwigary główne wykonano dwa bezprzegubowe łuki, na których przy pomocy wieszaków, w odstępach 4-metrowych zawieszono pomost kasetowy. Całość spoczywa na fundamentach betonowych, opierających się na skale. Największe ciśnienie na skalę w stopie wynosi 5,5 kg/cm<sup>2</sup>.

Długość pomostu wynosi 80 m. Pomost podzielony został łukami dylatacyjno-skurczowymi na trzy odcinki, o długości 8 m, 64 m i 8 m. Przerwę zastosowano również pomiędzy pomostem, a ścianami czołowymi przyczółków. Żelbetowe przyczółki zaopatrzone chodnikami wewnętrznymi. Jezdnię wyko-

nę cementową, o stosunku 1 : 4, grub. 1 cm, po czym papę osmotowaną grub. 0,3 cm, następnie warstwę piasku grubości 1,5 cm i kostkę drewnianą, impregnowaną z wysokogórskiego świerka, grubości 10 cm. Dla odprowadzania wody z jezdni założono odwadniacze żeliwne w odstępach 8-metrowych.



Rys. 13. Bicie pilotów.

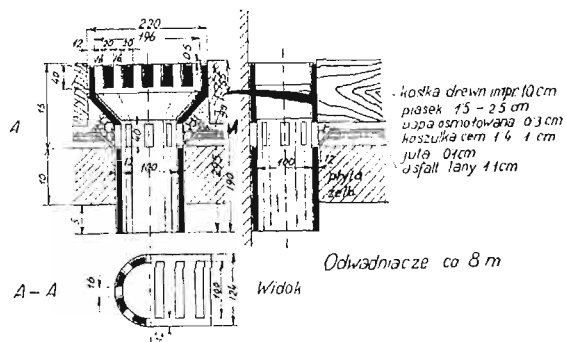
nano o spadku poprzecznym 3<sup>0</sup>/<sub>6</sub>. Żelbetową płytę pomostu pokryto izolacją z asfaltu lanego, o grubości 1,5 cm i juty grub. 0,1 cm, na to położono koszul-

Powierzchnię chodników ubezpieczono zaprawą duromitową grubości około 1 cm, o składzie 10 kg. duromitu + 7 kg cementu.

Szerokość mostu w świetle 6,20 m, szerokość jezdni 5,40 m. Oś łuku założono w kształcie paraboli drugiego stopnia. Stosunek rozpiętości do strzałki łuków 6 : 1. Szerokość łuku w kluczu wynosi 0,80 m, wysokość 1,10 m; w węzłowie szerokość 1,32 m, a wysokość 1,90 m. Łuki otrzymały zbrojenia wkładkami 36 mm, w ilości od 36 sztuk do 20 sztuk. Wkładki te podzielone na grupy otrzymały wiązania z drutu średn. 6 mm, zależnie od przekroju cztero-, pięcio- i sześciokrotne, rozstawione w odstępach 40,44 i 50 cm. Odcinki łuku w węzłowach wzmocniono dla przeniesienia nadmiaru momentów skręcających wiązaniami średn. 10 mm co 11 i 12,5 cm. Naprężenie ściskające w betonie w łuku dochodzi do 69,8 kg/cm<sup>2</sup>, nie przekraczając naprężenia dopuszczonego przez Radę Techniczną, w wysokości 70 kg/cm<sup>2</sup>, przy wymaganej



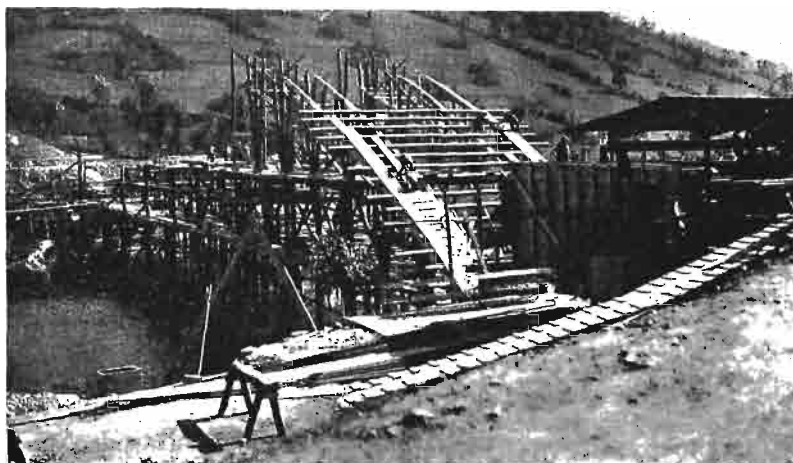
Rys. 13a. Betonowanie lewego bloku podfundamentowego.



Rys. 14. Szczegół nawierzchni z odwodnieniem.

wytrzymałości kostkowej  $300 \text{ kg/cm}^2$ . Naprężenie wkładek łukowych na ciągnięcie nie osiąga wartości  $670 \text{ kg/cm}^2$

Na łukach wiszą, względnie opierają się półtramy z poprzecznicami głównymi, stanowiącymi bezpośrednie oparcie dla jezdni i chodników. Wiesz-



Rys. 15. Budowa rusztowania.

Oba łuki zostały połączone przy pomocy 11 wiązań, które mają charakter wiatrownic-poprzecznic. Najniższa wiatrownica jest równocześnie poprzeczną pomostu i otrzymała największe wymiary: wysokość 1,0 m, szerokość 0,50 m. Wiatrownica wyższa tworzy zamknięcie portalu wjazdowego. Wszystkie wiatrownice nad jezdnią połączono zastrzałami, tworzącymi tętniki w kształcie litery K.



Rys. 16. Zbrojenie łuków.

Stosownie do obranych wymiarów wiatrownic, przyjęto wymiary zastrzałów dla wszystkich  $20 \times 25 \text{ cm}$ . Połączenie wieszaków z łukami ma charakter przegubowy, zaś z pomostem usztywniony.

ki wykonano o przekroju  $25 \times 60 \text{ cm}$ , zbrojone  $8 \times$  śr. 28 mm, słupki  $40 \times 80 \text{ cm}$  wzmocnione  $12 \times$  śr. 28 mm. Poprzecznice główne przy wieszakach i nad słupkami otrzymały przekrój w środku belki  $73 \times 40 \text{ cm}$  o zbrojeniu  $10 \times$  śr. 28 mm. Podłużnice skrajne o szerokości 30 cm i wysokości 55 cm, o zbrojeniu górą i dołem  $4 \times$  śr. 20 mm, oraz bocznym zbrojeniu dla pokonania naporu wiatru —  $2 \times$  śr. 20 mm, oparte na poprzecznicach głównych, ograniczają pomost kasetowy o elementach  $95 \times 93,3 \text{ cm}$ . Podłużnice i poprzecznice środkowe pomostu wykonano o wysokości 30 cm i szerokości 20 cm, przy czym zbrojenie podłużnic górą i dołem wynosi maksimum  $7 \times$  śr. 20 mm, zaś poprzecznic  $3 \times$  śr. 20 mm.

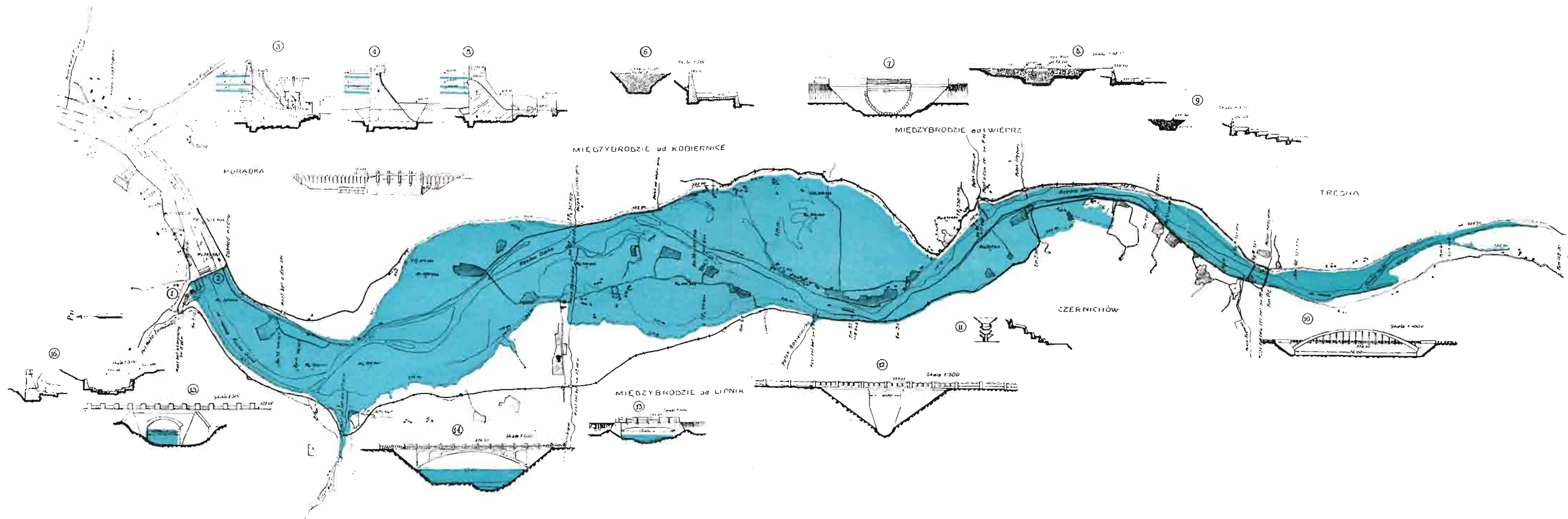
Płyta pomostu została wykonana o grubości 10 cm, o zbrojeniu krzyżowym  $5 \times$  śr. 10 mm i  $6 \times$  śr. 10 mm. Chodniki obustronne wewnątrz łuków otrzymały płytę o grubości 8 cm, o zbrojeniu śr. 6 mm, co 12 cm utwierdzone w podłużnicy. Słupki poręczowe zostały osadzone na wspornikach, wzmocnionych prętami  $2 \times$  śr. 10 mm. Jako poręcz zastosowano trzy rury żelazne, o średnicy 80 mm. Na skrzydełkach przyczółków wykonano natomiast litą płytę.

Początkowo program przewidywał wykonanie



Rys. 17. Witek mostu całkowicie zaszalowanego w chwili betonowania łuków, widoczne pochylenie dla transportu betonu.

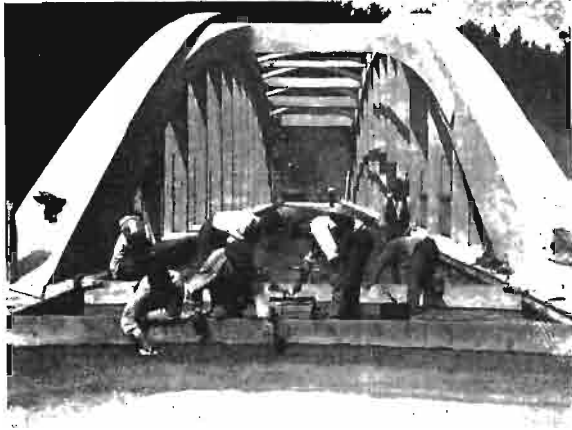




Sytuacja zbiornika w Porąbce na Sole

1. Sztolnie obiegowe.
2. Zapora.
3. Przekrój poprzeczny zapory przez wloty do turbin.
4. Przekrój poprzeczny zapory normalny.
5. Przekrój poprzeczny zapory przez przelewy.
6. Zapora na potoku Debry pod Żarem.
7. Most o św. 8,00 m.
8. Zapora na potoku Isepnica.
9. Zapora na potoku Debry pod Czernichowem.
10. Most żelazo-betonowy w Tresnej o św. 76,00 m.
11. Kaskady na drodze wojewódzkiej Żywiec-Kęty.
- 12, 13, 14. Mosty żelazo-betonowe.
15. Most betonowy, sklepiony.
16. Zapora na potoku Mała Żarnówka.

mostu w ciągu dwóch lat — w pierwszym roku wybudowanie bloków fundamentowych, fundamentów



Rys 18. Betonowanie koszulki cementowej na jezdni.

i łuków, w drugim roku — rozebranie rusztowania pod łuki, wykonanie zawieszono na gotowych łukach pomocniczych rusztowania, celem zabetonowania pomostu i wieszaków. Zmiana typu projektowanego rusztowania, polegająca na umożli-



Rys 19. Układanie kostki na jezdni.

wieniu zabetonowania łuków, pomostu i wieszaków bez rozbierania rusztowania i szalowania pod łuki, skróciła okres budowy mostu do jednego roku, zmniejszając tym samym trudności w wykonaniu

rusztowań i szalowań, oraz dając oszczędności w kosztach budowy.

Budowę rozpoczęto 28 maja 1934 roku od wykopu pod prawy przyczółek, dla odwodnienia użyto pompę odśrodkową, średnicy 15 cm, oraz jako rezerwę pompę o średnicy 12 cm. Dla transportu materiału z wykopu, którego głębokość doszła do 12 m, posługiwano się wyciągiem systemu „Bob”. Do uruchomienia pomp, wyciągu, dynamy i betoniarki zainstalowano motor spalinowy „Perkun”, o mocy 40 KM, a jako rezerwę dodano motor o sile 12 KM.

Wykop pod lewy fundament uskutecznił do głębokości 6-ciu metrów, przy czym mały napływ wody pokonano ręczną pompą. W dniu 21.VIII.34 roku rozpoczęto betonowanie lewego bloku podfundamentowego. (Rys. 13a).

Powódź lipcowa i częste wysokie stany wody w rzece Sole, powodujące zalewanie otwartego wykopu, przedłużyły ukończenie wykopu do 7.IX.34 r., w którym to dniu rozpoczęto betonowanie prawego bloku podfundamentowego. Równocześnie z prowadzeniem wykopu i betonowaniem fundamentów przygotowano rusztowania i szalowania pod przyczółki, łuki i pomost oraz prowadzono bicie pilotów, przy pomocy kafara parowego o wadze 700 kg.

Gięcie żelaza i zbrojenie rozpoczęto 14.IX.34 r. Wkładki żelazne 26-milimetrowe, użyte do zbrojenia łuków, dechodzące do długości 89 m, spawano autogenem.

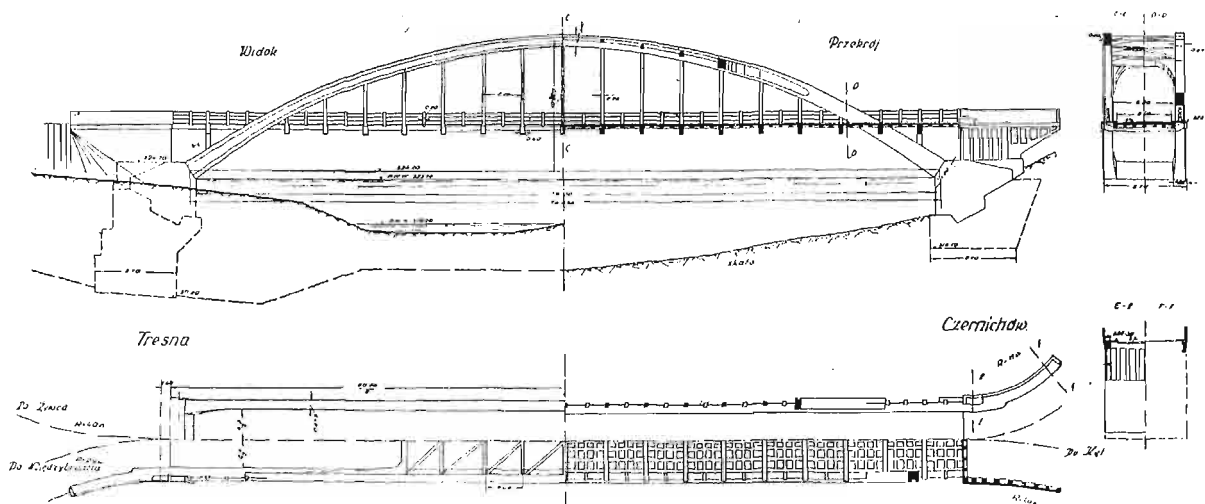
Stawianie rusztowań, szalowań pod łuki i zbrojenia łuków ukończono 12.XI. i rozpoczęto betonowanie odcinków łuków, które ukończono 16.XI. Po tygodniowej przerwie zabetonowano kliny skurczowe łuków. Betonowanie łuków uskutecznił przy pomocy dwóch betoniarek, stojących na prawym i lewym brzegu rzeki Soły, przy czym transport betonu odbywał się taczkami po pochylniach.



Rys 20. Most po ukończeniu.

Zbrojenie jezdni ukończono w dniu 26. XI., a 30.XI.1934 roku most został całkowicie zabetonowany.

Pracę prowadzono na trzy zmiany, dniem i no-



Rys. 21. Most w Tresnej.



Rys. 22. Most w Tresnej z widokiem na pomost kasetowy.

ca. Mimo częstych wysokich stanów wody w rzece Sole, utrudniających budowę, mimo powodzi, z których ostatnia w październiku spowodowała wy-

rwanie jednego rzędu pilotów, a tym samym uszkodzenie rusztowań i szalowań, mimo opóźnienia dostawy żelaza, udało się ukończyć główne roboty w czasie przewidzianym w programie, a to w ciągu 6-ciu miesięcy.

Kubatury robót, wykonanych w tym czasie, są następujące:

Wykopy pod lewy fundament	. . .	1300 m <sup>3</sup>
Wykopy pod prawy fundament	. . .	4300 m <sup>3</sup>
Razem	wykopów	5600 m <sup>3</sup>

Betonu w prawym i lewym bloku podfundamentowym i fundamentach 1700 m<sup>3</sup>.

Betonu wzmocnionego wkładkami żelaznymi w przyczółkach, pomoście, wieszakach i łukach — 430 m<sup>3</sup>.

Ilość zużytego żelaza wynosi 105 tonn.

Ponadto wykonano rusztowanie i szalowanie mostu.

W dniach 17 i 18 grudnia 1935 roku przeprowadzono próbné obciążenie mostu:

1. furmanką, ciągniętą przez parę galopujących koni,
2. przejeżdżającym wałkiem parowym, o wadze 16,5 tonn,
3. obciążeniem stałym, o całkowitej wadze 70,5 tonn, uzyskanym wałkiem i tłuczniem, rozłożonym na długości 19 m, oraz drużyną 50 junaków.

Dla pomiaru ugięć umieszczono aparat systemu Rabu'a, na niezależnym rusztowaniu, w ten sposób notował on ugięcia, przenoszone za pośrednictwem stalowego drutu, umocowanego do środka geometrycznego mostu. Wysokość fali drgania, przy przejeździe furmanki wynosiła 0,4 mm. Ugięcie przy przejeździe wałkiem zanotowano 2,2 mm. Przy obciążeniu stałym, przeprowadzonym w dniu 18 grudnia 1935 r. od godziny 9-tej do 15.30, stwierdzono ugięcie 7,6 mm.

Wyniki powyższych prób zgodziły się z obliczeniem teoretycznym ugięcia.



Rys. 23. Droga wojewódzka Porąbka-Żywiec.



Rys. 24. Most na potoku Basioraczka.

Rys. 25. Most łukowy na W. Żarnówce.



## Zabudowanie potoków w obrębie zbiornika w Porąbce.

Wykonanie zapory na Sole stworzy zbiornik wody o pojemności 32 milionów m<sup>3</sup> wody.

Do tego zbiornika uchodzi szereg mniejszych i większych potoków i ścieków. Są to dzikie zupełnie strumienie. Charakteryzują się one tym, że mają obszar zlewni mały, o powierzchni od 0,25 km<sup>2</sup> do 14 km<sup>2</sup>, biegi krótkie, a spadki koryta bardzo znaczne, bo od 30‰ do 70‰. Pod cienką warstwą gleby urodzajnej, przepuszczalnej, podłoże dorzecza stanowią warstwy nieprzepuszczalne, składające się z piaskowca i gliny, to też procentowy odpływ wód opadowych jest bardzo znaczny. Opady w obrębie dorzecza potoków, mających swe ujścia w zbiorniku, są znaczne, gdyż ich roczna wysokość dochodzi do 1200 mm.

Doliny potoków są wąskie, upad stoków w kierunku do koryta stromy, powoduje to, że przy znacznych opadach fale wód katastrofalnych są krótkie i bardzo gwałtowne, powódź trwa zaledwie parę godzin. Te gwałtowne wezbrania i znaczne spadki dna koryta powodują, że ilość rumowiska wlezonego przez wielkie wody w dół potoku jest bardzo znaczna i tworzy przy każdej powodzi stożki usypowe, które niejednokrotnie rozprzestrzeniają się na całą szerokość doliny potoku.

Ażeby zatem nie dopuścić rumowiska do zbiornika oraz umożliwić budowę mostów i przepustów na drogach, przystąpiono do zabudowania potoków.

Jako zasadę przy projektowaniu przyjęto zabudowanie dolnych partyj przy ujściach, licząc się z tym, że w najbliższej przyszłości górna część potoków będzie zabudowana i stoki będą zalesione. Przy projektowaniu starano się znaleźć punkt wyjścia dla robót regulacyjnych. Punkty takie stano-



Rys. 1

wiły miejsca o zwartych przekrojach poprzecznych z wysokimi brzegami, poza którymi znajdowały się znaczniejsze kotliny, które by po wybudowaniu zapór mogły utworzyć większe zbiorniki dla magazynowania szutru. Dla wyzyskania kosztownego fundamentowania starano się budować zapo-

ry wysokie. Od zapór szutrowych, aż do cofki wód zbiornika zabudowano potoki korekcją progową, względnie żłobami z kamienia łamanego. O ile zapory mają za zadanie wstrzymanie ruchu szutru, to żłoby i korekcja progowa służą do skoncentrowania wód potoku w jedno koryto i ułatwienia odpływu wielkich wód.

Zapory wykonano jako budowle z kamienia łamanego na zaprawie cementowej, żłoby, zwykle o kształcie odcinka kołowego, wykonano jako mur suchy z kamienia łamanego, jedynie pierścienie zbudowano na zaprawie cementowej. Po prawej stronie rzeki Soły i zbiornika, oprócz zabudowania kilkunastu debr za pomocą płotków jednorzędowych i mniejszych zapór kamiennych, celem ustalenia stoków i zakulturowania, wykonano większe zabudowania na trzech potokach.

„D e b r a”, utworzona w stokach góry „Żar” w km 35,750 rzeki Soły, o obszarze zlewni=0,7 km<sup>2</sup>, charakteryzowała się ogromnym ruchem rumowiska w dół potoku, tak że utrzymanie drogi na powyższym odcinku było bardzo trudne. Ściek ten przecina cienkie warstwy piaskowca, poprzegradzane ilastymi łupkami. Wody wypływają ilaste łupki, a podmyte warstwy kamienia spadają w ogromnych ilościach w dół, tworząc znacznych rozmiarów stożek usypowy.

Wykonano tu zapórę kamienną długości 20,5 m i wysokości 7,50 m. Wykonano ją w łuku o promieniu 15 m. Ponieważ zapora miała obustronne oparcie na skale, obliczenie statyczne murów tej zapory przeprowadzono w założeniu, że przegroda zachowuje się pod działaniem wody, jako sklepienie poziome. Zapora została zaopatrzona w wypad 11,40 m długi, przy czym zastosowano w wypadzie poduszkę wcdną o wysokości 40 cm. (Rys. 2).

Drugim potokiem prawobrzeżnym, wpadającym do Soły w km. 38,500, jest potok I s e p n i c a, jeden z najdzikszych dopływów na terenie zbiornika, o obszarze zlewni 8,50 km<sup>2</sup>. Dolinę tego potoku zamknięto w km 0,467 zaporą, o rozpiętości 74 m i kubaturze muru około 2000 m<sup>3</sup>. Zapora o wysokości 8 m została wykonana z kamienia łamanego na zaprawie cementowej w łagodnym łuku, opartym o stoki doliny. Wypad posiada długość 18 m. Jest to jedna z największych zapór szutrowych, wybudowanych dotychczas na terenie województwa Krakowskiego. Z powodu wielkiego spadku, wynoszącego 37‰, koryto potoku zostało zabudowane od zapory w dół żłobem kamiennym. Jako przekrój normalny żłobu przyjęto odcinek koła, o promieniu 3,40 m i o strzałce  $s = 1,6$  m; w dolnej partii wzięto pod uwagę wpływ cofki zbiornika, wskutek czego przekrój żłobu powiększono. Nad żłobem kamiennym wybudowano most drogowy, a przyczółki betonowe mostu wraz ze żłobem tworzą jedną całość.

Potok G ł ę b o k i, prawobrzeżny dopływ Soły, o zlewni 1,09 km<sup>2</sup>, wypływa pod wzgórzem



„Czar-Nocy” i po 1,4 km biegu wpada do Soły. Na przestrzeni swego biegu przepływa potok bardzo głębokim jarem, o szerokości zaledwie 5—12 m. Ruch rumowiska podczas wezbrania w korycie te-

Nazwa najzupełniej odpowiednia, gdyż normalnie nie płynie nim woda, natomiast w czasie opadów mimo małej zlewni. prowadzi znaczną objętość rumowiska. Ujście potoku ujęto zaporą betonową.



Rys. 2. Zabudowanie debry za pomocą zapory.

goż potoku był bardzo znaczny. Dla ochrony drogi gospodarczej i mostku ujście potoku zabudowano za pomocą dwóch zapór, a to górnej o rozpiętości

(Rys. 3). Wypad połączono z przepustem pod drogą, a w dalszym ciągu przeprowadzono koryto betonowe, uchodzące koło wież zamknięć.



Rys. 3. Ujęcie wody dla żłobu na potoku „Suchym”

28 m i wysokości 4,90 m i dolnej o rozpiętości 24 m i wysokości 3 m.

Na lewym brzegu zbiornika zabudowano tuż obok zapory ściek, zwany „Suchy potok”.

Drugim z rzędu jest potok M a ł a Ż a r n ó w k a. Dla ujęcia wody wykonano zaporę o rozpiętości 30 m i wysokości 6,5 m. Zaporę wykorzystano w czasie budowy. W skrzydle prawym



umieszczono wlot do rurociągu, którym wprowadzano wodę na turbinę Peltona, sprzężoną z dynamo, które przez szereg lat dostarczało prąd do oświetlenia kolonii i placu budowlanego. Wykonana zapora zabezpiecza również przyczółki mo-

kanalem służy do poruszania tartaku. Żłób, o przekroju odcinkowym, zatoczonym promieniem 3 m i o strzałce  $s = 1,50$  m, zbudowany jest na długości 200 m, t. j. aż do zwierciadła wody w zbiorniku, w spadzie  $80\text{‰}$  i  $35\text{‰}$ . Żłób zakończono



Rys. 4 Zabudowanie potoku Wielka Żarnówka wraz z ujęciem wody do młynówki.

stu na drodze wojewódzkiej. Partię potoku pomiędzy zapora, a murem oporowym kanału wlotowego do wież, zabudowano żłobem o przekroju trapezowym.

ny jest progiem, który chroni go od podmycia. Nowością przy budowie żłobu jest zastosowanie przechyłek na łukach.

Dalsze zabudowanie górnej części potoku zo-



Rys 5. Zapora na potoku Ponikiew.

Potok Wielka Żarnówka, lewo-brzeżny dopływ Soły, o powierzchni zlewni  $7 \text{ km}^2$ , został zabudowany za pomocą zapory z kamienia łamanego w km 0,603 i żłobem kamiennym (Rys. 4). Zapora o rozpiętości 39 m i wysokości 5,70 m została zaopatrzona wypadem 11 m długim. W prawym skrzydle powyższej zapory umieszczono wlot do kanału roboczego. Woda prowadzona powyższym

stanie wykonane po wypełnieniu rumowiskiem zbiornika szutrowego.

Potok Ponikiew jest największym dopływem, mającym swe ujście w zbiorniku. Obszar zlewni potoku wynosi  $14,6 \text{ km}^2$ , długość całego biegu wynosi 6 km. Potok powyższy z powodu znacznego spadku i wielkiej ilości wody podczas wezbrań unosił ogromną ilość rumowiska z górnej

partii potoku i jeszcze dotychczas znać wielkie obszary szutrowisk, po których potok powyższy kilkunastoma strugami płynął. Zabudowanie ograniczono do wykonania zapory w km 1,412 oraz żłobu na długości 882 m. Zapora wykonana (rys. 5) ma rozpiętość 80 m i wysokość 5 m, zbiornik zatem poza nią wytworzony jest dość pojemny i posłuży na szereg lat. Gardło zapory obliczono na katastrofalną wielką wodę, którą obliczono na 80 m<sup>3</sup>/s, tj. blisko 6 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>. Zapora zaopatrzone w wypad 8 m długości. Żłób ma przekrój odcinkowy, o promieniu 5 m i głębokości 2,90 m, a założony jest w spadku średnio 26‰. Zakończenie żłobu nastąpiło za pomocą progę, przy czym, celem niedopuszczenia pogłębienia koryta poniżej, wykonano na długości 170 m korekcję progową o progach drewnianych, na podściółce faszynowej oraz opaskach systemu Seelinga.

Jednym z najtrudniejszych do zabudowania był potok B a s i o r a c z k a. Wprawdzie potok ten ma małą zlewnię, gdyż zaledwie 2,09 km<sup>2</sup>, lecz charakteryzuje go bieg w wąskim i głębokim jarze, którego brzegi pozbawione zalesienia, ciągle podmywane, osuwały się do potoku, zasypując go rumowiskiem i gliną. Potok powyższy w km 0,485 zabudowano zaporą o rozpiętości 36 m i 6,5 m wysoką, z wypadem 12 m długim. Od zapory w dół na długości 450 m założono żłób kamienny, którego niweleta w górnej partii osiąga spadek 97‰. Zabudowanie powyższego potoku zabezpiecza przyczółki mostu drogowego.

Ostatni potok na lewym brzegu — R o z t o k a, o obszarze zlewni = 6 km<sup>2</sup>, zabudowano zaporą w km 0,515 o wysokości 2,80 m, która wstrzymuje ruch szutru; poniżej wykonano korekcję progową.

## **Inż. Władysław Kollis**

# **Podstawy gospodarki zbiornikowej oraz organizacja sygnalizacji w Porąbce na Sole.**

Zbiornik wodny w Porąbce na Sole, jako zbiornik retencyjno-energetyczny, spełniać będzie jednocześnie kilka zadań. Gdyby nawet, ograniczając się do jednego z nich, koordynację tych zadań usunąć na dalszy plan, nawet wtedy racjonalne wyzyskanie zasobów wody zamagazynowanej wymagałoby opracowania planu gospodarki zbiornikowej.

Disponując wodą w zbiorniku winien wiedzieć, ile tej wody w danym dniu można upuścić bez zbędnego naruszenia zamagazynowanej objętości. Należy bowiem wziąć pod uwagę, że nadmierne ilości wody upuszczonej w pewnych okresach roku nie mogłyby być prędko uzupełnione, przez co poziom piętrzenia ulegałby obniżeniu ze szkodą dla produkcji energii. W innym okresie koniecznym znów będzie wiedzieć, kiedy należy rozpocząć przygotowanie rezerwy retencyjnej dla przyjęcia części fali powodziowej. Gdyby bowiem rezerwa taka nie została przygotowana na czas, cała objętość fali powodziowej, musiałaby być upuszczona przez urządzenia upustowe, a zadanie retencyjne zbiornika (zmniejszenie powodzi) nie byłoby

Prócz wyżej opisanych potoków zabudowano na stokach zbiornika szereg debr za pomocą płotków faszynowych; różne drobne źródła zostały ujęte w studzienki, stoki zostały ustalone za pomocą kieszek faszynowych i sadzonek wiklinowych, jako przygotowanie do obsadzenia świerkiem.

Tak przedstawia się opisane pokrótce zabudowanie ścieków na długości jeziora, wytworzonego zaporą, i zabezpieczenie go od bezpośredniego doprowadzania rumowiska.

Nie jest to jednak zabezpieczenie zupełne. Dorzecze zbiornika powyżej cofki posiada jeszcze cały szereg potoków i ścieków, które muszą być w najbliższej przyszłości zabudowane, gdyż w przeciwnym razie grozi osadzanie się rumowiska na początku jeziora, stopniowe podnoszenie się dna Soły, zabagnienie okolicy i wylewy, które mogą wyrządzić poważne szkody w Żywcu i okolicy. Koniecznym jest również zalesienie stoków w celu zabezpieczenia od rozmywania.

Z potoków na prawym brzegu została Łękawka, częściowo tylko uregulowana. Jest to rzeka, o wielkiej zlewni, wynoszącej 111 km<sup>2</sup>. Wpływ jej na zaporę w Porąbce jest bardzo znaczny, tak że wykonanie projektowanej zapory ziemnej i zbiornika, o pojemności około 9 miln. m<sup>3</sup> winno być wzięte pod rozważenie w najbliższym czasie.

Dalej zabudowano potok Cięcinkę z Lorańcem.

Z lewobrzeżnych dopływów zabudowano w 90% Żylcę.

Pozostaje jednak jeszcze do zabudowania z większych potoków Koszarawa, Leśna, Ujsoły, Rycerka oraz górny bieg Soły.

wtedy spełnione. Odpowiedź na powyższe pytanie dać może tylko należycie zorganizowana sygnalizacja.

Niżej omówię pokrótce podstawy planu gospodarczego na zbiorniku oraz projekt sygnalizacji. Wszystkie wnioski oparte zostały na danych obserwacji wodowskazowych w Żywcu <sup>1)</sup> za okres 1897—1930. Przepływy obliczono na podstawie danych 19 pomiarów objętości przepływu Soły w Czernichowie, wykonanych w latach 1902—1930, a zawartych w granicach od  $Q=1,63$  m<sup>3</sup>/s (2.VIII.1928) do  $Q=292,2$  m<sup>3</sup>/s (20.VI.1902). Stąd otrzymałem krzywą objętości przepływów Soły w Po-

<sup>1)</sup> Wodowskaz w Żywcu wybrano ze względu na małą zmienność łożyska Soły, spowodowaną zresztą istnieniem poniżej wodowskazu niskiego sztucznego progę. Wprawdzie pomiędzy Żywcem a Parąbką Soły zasilają 2 większe dopływy — Żylca i Łękawka, jednak prawie nie zniekształcają one fali powodziowej Soły, wskutek czego wybór wodowskazu żywieckiego nie obarczy naszych rozważań zbyt wielkimi błędami.

rabce w odniesieniu do stanów wody w Żywcu. Równanie tej krzywej jest

$$Q = 0,01587 (H - 230)^{1,99}$$

gdzie  $H$  — stan wody w Żywcu w cm,  $Q$  — przepływ w Porąbce w  $m^3/s$ . Ponieważ wodowskaz w Czernichowie, jako znajdujący się w cofce zbiornika, utracił już znaczenie, należy go zastąpić wodowskazem poniżej ujścia Łękawki w Tresnej i do tego wodowskazu należy w przyszłości nawiązać krzywą przepływów Soły dla Porąbki.

Wobec braku dostatecznie obszernego materiału pomiarowego, zwłaszcza w strefie wód wysokich, wyniki uzyskane z powyższej krzywej będą oczywiście obciążone pewnymi błędami. Podczas eksploatacji zbiornika, a zwłaszcza podczas pracy zakładu wodno-elektrycznego będą one mogły być sprecyzowane.

### Charakter hydrologiczny rzeki Soły.

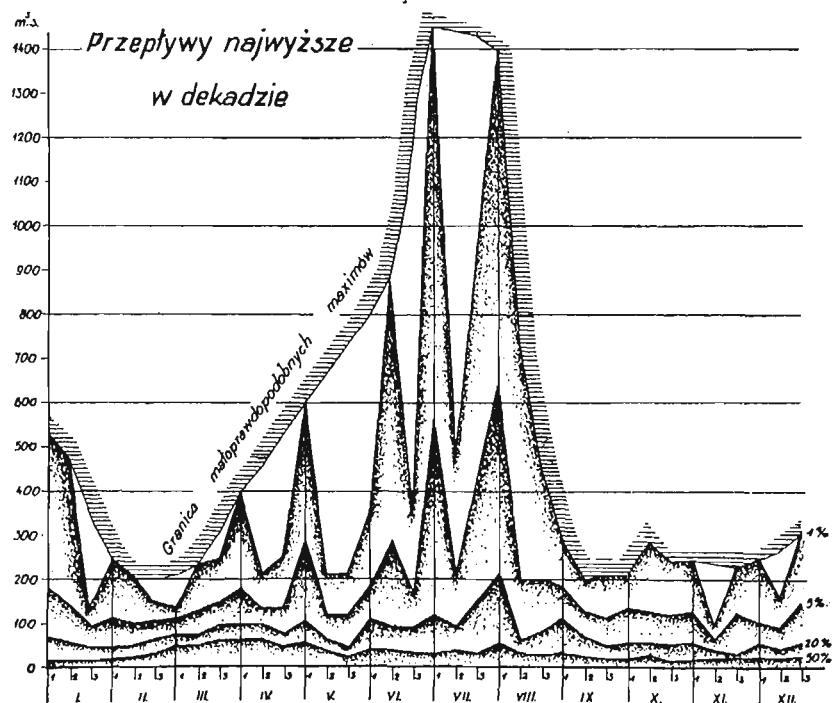
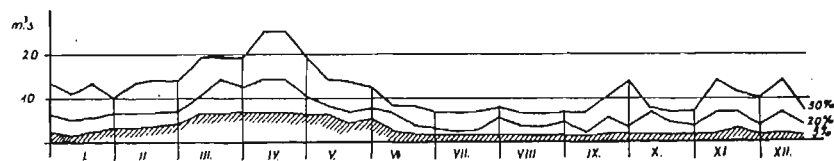
Dla racjonalnego dysponowania zasobami wody zamagazynowanej w zbiorniku należy ustalić charakter hydrologiczny Soły w poszczególnych okresach roku. Należy wiedzieć, kiedy i jakie przepływy są możliwe, kiedy natomiast nie mogą się wydarzyć. Opierając się na powyższych materiałach, obliczyłem prawdopodobieństwo pojawiania się

najwyższych i najniższych przepływów w każdej dekadzie poszczególnych miesięcy roku. Wynik tych obliczeń przedstawiony został na rys. 1 — jako hydrologiczny typ roku dla Soły w Porąbce<sup>1)</sup>. Z rys. 1 widzimy na przykład, że w miesiącu lutym dopływ do zbiornika przekraczający  $250 m^3/s$  należy uważać za wyjątkowy, zdarzający się raz na 100 lat. Podobnie wyjątkowo może się wydarzyć dopływ ponad  $300 m^3/s$  w miesiącach wrześniu, październiku, listopadzie i grudniu. Natomiast miesiące czerwiec, lipiec i sierpień mogą przynieść poważne niespodzianki. Krzywa graniczna dla małoprawdopodobnych dopływów (prawdopodobieństwo 1%) wznosi się tu gwałtownie. Warto przy tym zaznaczyć, że największe przepływy sekundowe występują przeważnie w drugiej dekadzie czerwca oraz pierwszej dekadzie lipca lub sierpnia. Linia zakreskowana na rys. 1 podaje granicę małoprawdopodobnych najwyższych sekundowych przepływów Soły.

Normalne maxima, tak samo często przekroczone, jak i nie osiągnięte (50% prawdopodobieństwa), nie wykazują dla poszczególnych miesięcy tak gwałtownych zmian, niemniej jednak widoczne są dwa szczyty krzywej: jeden w miesiącach wiosennych, drugi — w lipcu - sierpniu.

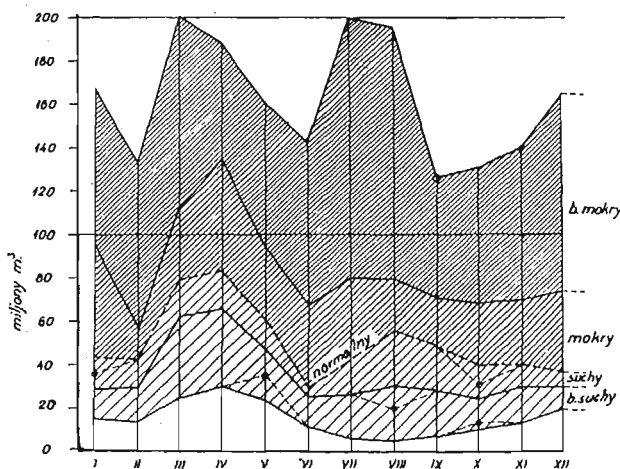
<sup>1)</sup> Kollis Wł. inż. Kilka koncepcyj w zakresie przewidywań hydrologicznych oraz ich zastosowanie praktyczne. Wiadomości Służby Hydrograficznej. 1936, Nr. 3.

### Przepływy najniższe w dekadzie



Rys. 1.

Minima normalne w poszczególnych miesiącach wykazują przebieg odwrotny do przebiegu skrajnych maximów. Mianowicie z rys. 1 widzimy, że na przykład w miesiącu marcu przepływy Soły normalnie nie opadną poniżej 20 m<sup>3</sup>/s i tylko w wypadku wyjątkowo małych opadów atmosferycznych obniżyć się mogą do 6 m<sup>3</sup>/s. Natomiast w miesiącach czerwcu, lipcu, sierpniu minima normalne wynoszą 7—8 m<sup>3</sup>/s, podczas gdy wyjątkowe dochodzą do 1,6m<sup>3</sup>/s.



Rys. 2.

Na rys. 2 przedstawione zostały granice możliwych wahań przepływu całomiesięcznego w milionach m<sup>3</sup>. Przepływy te według częstotliwości pojawiania się (25%, 50%, 75% i skrajne) podzielone zostały na kategorie odpowiednio do hydrologicznego charakteru miesiąca. (miesiąc normalny, mokry, b. mokry, b. suchy).

### Sygnalizacja w dorzeczu Soły.

Powyższe dane o możliwych wahaniami ilości dopływającej wody do zbiornika nie wyczerpują oczywiście sprawy. W każdym bowiem konkretnym wypadku dyżurny urzędnik sygnalizacyjny winien orientować się w bieżącej sytuacji hydrologicznej. Na przykład z rys. 1 wynika, że w pierwszej dekadzie lipca maksymalny przepływ Soły niekiedy osiągnąć może nawet 1500 m<sup>3</sup>/s. Nie wynika jednak stąd, byśmy już przed tą dekadą musieli przygotować zbiornik na przyjęcie fali o powyższym szczycie. Dane o stanach wód na Sole, względnie o opadach atmosferycznych w jej dorzeczu w najbliższych dniach przed tą dekadą mogą potwierdzić możliwość wysokiego dopływu wody, względnie rozwiać nasze obawy. Dlatego też niezbędna jest znajomość każdorazowej sytuacji hydrologicznej w dorzeczu, co da się osiągnąć przez zorganizowanie stałej sygnalizacji codziennej wyłącznie dla potrzeb gospodarki zbiornikowej.

Zadaniem sygnalizacji będzie uprzedzać — i to dostatecznie wcześniej — o nadchodzącej fali powodziowej, o jej przebiegu, jak również orientować kierownictwo o objętościach wody codziennie dopływających, na podstawie czego można będzie ustalić, jakie ilości wody będą mogły być upuszczane lub użyte do produkcji energii.

Schemat sygnalizacji winien być możliwie nieskomplikowany, dlatego też sygnalizacja winna się opierać na jak najmniejszej ilości punktów (stacji) nadawczych, jednak dostatecznie dobrze charakteryzujących całość dorzecza.

Najprostszym rozwiązaniem byłoby oparcie sygnalizacji na danych wodowskazowych, jednak w warunkach zbiornika w Porąbce metoda ta nie może znaleźć zastosowania. Czas przejścia fali powodziowej od wodowskazu w Ciężynie do Porąbki (odległość ok. 26 km) według obserwacji dotychczasowych fal wynosi przeciętnie 4 godz., bardzo często jednak fale bocznych dopływów wyprzedzają falę główną, a wtedy w Porąbce kulminacja występuje jednocześnie z kulminacją na wyżej położonych wodowskazach. Jasnym więc jest, że plan ostrzeżeń i plan gospodarki wodnej oprócz należy na sygnalizowaniu opadów atmosferycznych.

Zgodnie z powyższymi założeniami jak najmniejszej ilości punktów nadawczych wypada ustalić stacje opadowe, które by możliwie najlepiej charakteryzowały odnośnie części dorzecza. Przede wszystkim więc należy wyjaśnić udział poszczególnych dopływów Soły w objętości fali powodziowej pod Porąbką.

Przyjmując, że w przybliżeniu objętość fali powodziowej każdego dopływu można przedstawić następującym wzorem

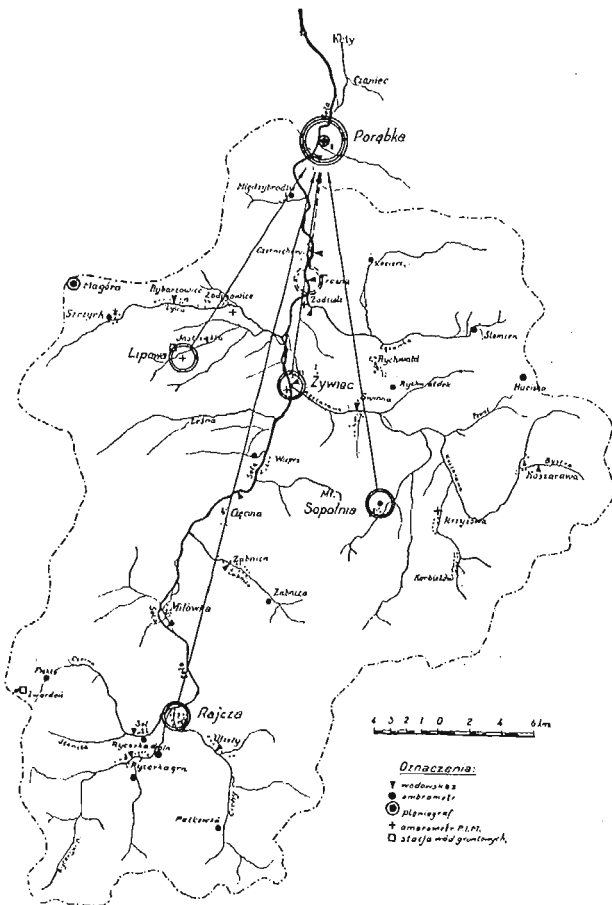
$$v = \alpha A \sqrt{i}$$

gdzie  $A$  — powierzchnia odpowiedniej zlewni,  $i$  — przeciętny spad doliny w ‰,  $\alpha$  — współczynnik, udział tych dopływów w ogólnej objętości fali pod Porąbką ( $v_1 = \sum v = 2999$ ) w procentach przedstawia się jak następuje:

	$i$ ‰	$A$ km <sup>2</sup>	$\frac{v}{v_1} \cdot 100\%$
Rycerka	19,0	72,0	
Ujsoła	15,0	106,9	
		łącznie . . .	24,4
Kamesznica	15,0	48,9	6,2
Żabnica	22,0	37,1	5,8
Leśna	21,5	35,3	5,5
Koszarawa	12,5	257,9	30,6
Żylca	13,0	107,2	12,9
Łękawka	15,3	112,0	14,6

Z zestawienia powyższego widzimy, że decydującą rolę odgrywać będzie górne dorzecze Soły, gdzie przy zbiegu p. Rycerki, Ujsoły i drobnych potoków tworzy się właściwa Soła, oraz Koszarawa. Pozostałe dopływy (rys. 3) odgrywać będą podrzędną rolę.

Dla deszczów długotrwałych, obejmujących prawie zawsze całe dorzecze, obojętnym będzie, która stacja opadowa byłaby wybrana dla sygnalizacji. W wypadku tym należy tylko ustalić relację pomiędzy opadami tej stacji, a przepływem Soły w Porąbce. Niekiedy jednak deszcz obejmować będzie tylko część dorzecza, a w tym wypadku każda z tych części winna być reprezentowana przez swoją charakterystyczną stację.



Rys. 3.

Celem wyboru charakterystycznych stacji opadowych zbadałem graficznie związek codziennych opadów Rajcza—Rycerka Górna, Rajcza—Rychwałd, Sopotnia Mała—Kocierz, Kocierz—Li-

powa—Łodygowice. Okazało się, że całe górne dorzecze Soły zupełnie dobrze może charakteryzować stacja Rajcza, natomiast dorzecze Kamesznicy, Leśnej i Żylcy należałoby wydzielić w oddzielny okrąg, który mogłoby charakteryzować stacja Łodygowice, względnie Lipowa. Dorzecze Koszarowej i Łękawki mogłoby stanowić trzeci okrąg, zaś stacja opadowa w Porąbce, poza wypadkami długotrwałych deszczów, podczas których dostatecznie dobrze charakteryzuje całe dorzecze, byłaby częściowo stacją kontrolną dla dorzecza Łękawki. Wszystkie powyższe stacje opadowe położone są w miejscowościach, posiadających telefoniczne połączenie z Żywciem. (Rajcza — poczta i telefon, Sopotnia Mała — telefon prywatny w miejscu, wreszcie Lipowa — telefon w administracji dóbr Akademii Umiejętności). Ze względu na metodę obliczeń przewidywanego dopływu wody do zbiornika, o czym mówię niżej, należy jeszcze włączyć stację wodowskazową Żywiec (później zastąpić przez Tresnę).

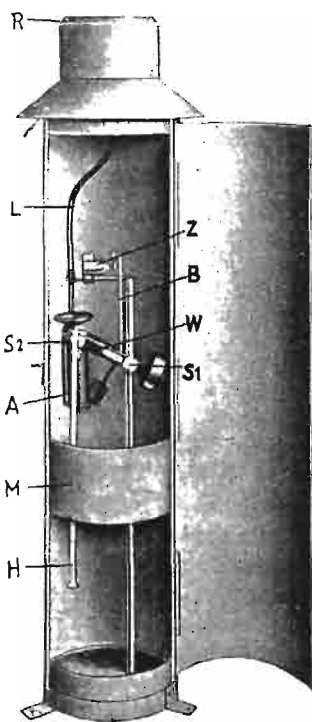
Wiadomości do centrali sygnalizacyjnej w Porąbce będą więc codziennie nadawać (rys. 3)

- Stacje opadowe: 1. Rajcza  
 (pluviografy) 2. Sopotnia Mała  
 3. Lipowa  
 4. Porąbka (kontrolna).

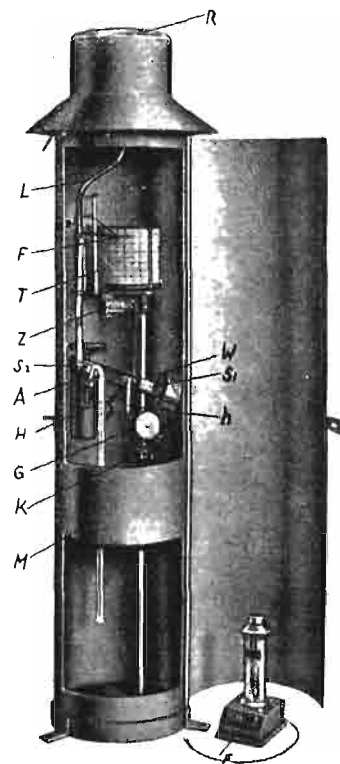
- Stacja wodowskazowa 1. Żywiec (później Tresna).  
 (limnigraf)

Byłoby również pożądanym zainstalować limnigrafy w Porąbce na zbiorniku i na odpływie ze zbiornika (dolna woda), co pozwoliłoby uzyskać wykres wahań spadów wody i stale kontrolować napełnianie zbiornika.

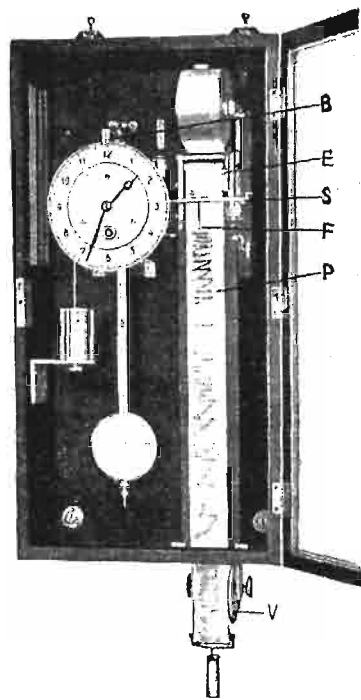
Ze względu na charakter hydrologiczny Soły i retencyjne zadanie zbiornika, kierujący gospoda-



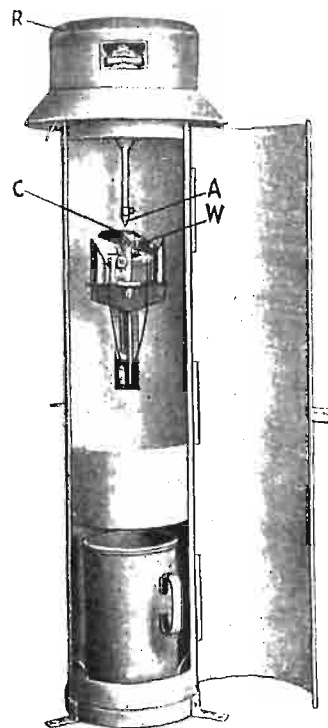
Rys. 4.



Rys. 5.



Rys. 6.

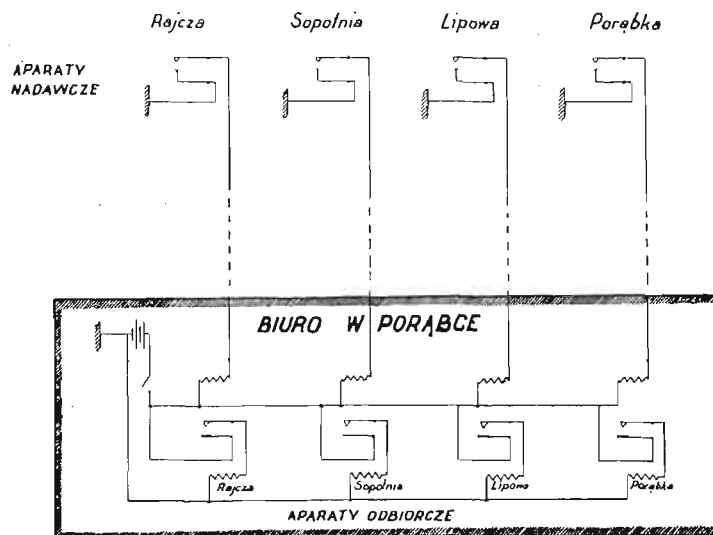


Rys. 7

rowaniem wody urzędnik będzie ponosił wielką odpowiedzialność za skutki, jakie mogłoby wywołać upuszczenie wody ze zbiornika w niewłaściwej ilości, a jeszcze bardziej w niewłaściwym czasie. Wypadnie przy tym dobrze się orientować w przebiegu powodzi na Wiśle poniżej ujścia Soły, nie dopuszczając do sumowania się większych przepływów Soły oraz Wisły. Dla uniknięcia tej ewentualności należy przy upuszczaniu wody ze zbiornika uwzględnić czas przepływu fali powodziowej od Porąbki do ujścia do Wisły. Czas ten wynosi przy większych przepływach 6—7 godzin, przy przepływach średnio-rocznych i niższych około 13 godzin.

Dla zrealizowania naszkicowanego wyżej planu sygnalizacji należy zainstalować następującą aparaturę. W każdej z sygnalizujących stacji opadowych poza zwykłym telefonem ustawiony być

musi pluwiograf specjalnego typu: typu I (rys. 5), względnie typu II (rys. 7) (konstrukcje firmy Fuess-Berlin-Steglitz). Pluwiografy te byłyby połączone przewodem z Porąbką. W pluwiografie typu I w chwili, gdy opad osiąga 10 mm, zbiorniczek (A), równoważony przeciwwagą, przechyla się, włączając prąd przy pomocy specjalnego urządzenia kontaktowego (G). Powyższe impulsy odbierane są przez specjalny aparat odbiorczy licznikowy (E) zainstalowany w Porąbce. Typ II pozbawiony jest wprawdzie na miejscu rejestracji samokreślnej, co jest jego wadą, natomiast nadaje drobne nawet opady na samopis ustawiony w odległości. Przy każdym przechyleniu się małego zbiorniczka na dźwigni (W) w prawo lub lewo następuje włączenie prądu w (C). W warunkach dorzecza Soły wystarczyłaby rejestracja co 2 mm opadu, mógłby



Rys. 8.

Schemat instalacji sygnalizacyjnej w dorzeczu soły.



więc być zastosowany typ I pluwiografu po odpowiedniej zmianie i przetarowaniu kontaktowego urządzenia.

Schemat instalacji w terenie wyglądałby jak podaje rys. 8.

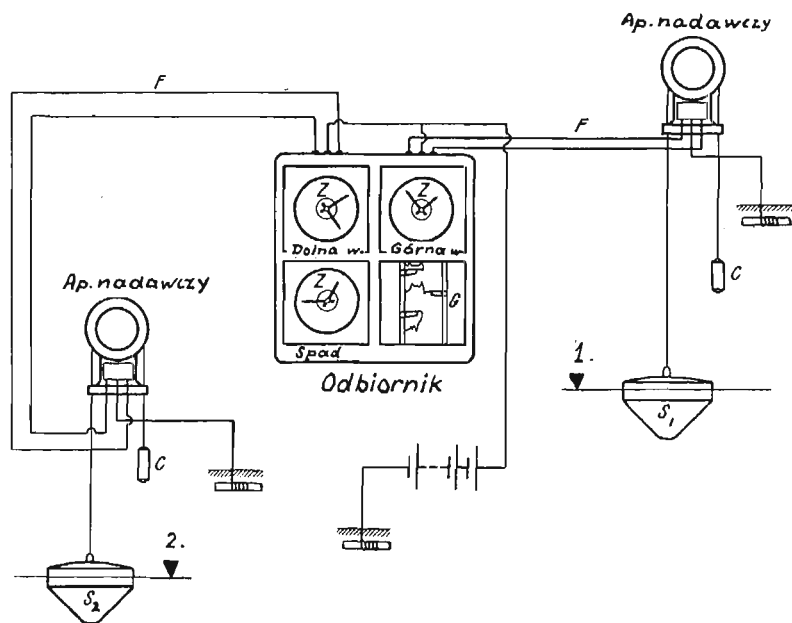
W Porąbce w biurze sygnalizacyjnym winien być ześrodkowany obraz stanu hydrologicznego różnych części dorzecza Soły.

Obok schematycznej mapki dorzecza powinny się znaleźć tu aparaty samopiszzące oznaczone nazwą miejscowości, z których notowania zostały przekazane.

Tu również powinien być zainstalowany jeden kombinowany samopis, nadający stany wody w zbiorniku w Porąbce oraz na odpływie. Można byłoby skorzystać przy tym z aparatu samopiszącego konstrukcji firmy A. Ott-Kempton, który to aparat kreśli na jednej taśmie stany górnej i dolnej wody oraz podaje ich różnice, kreśląc bieżące spadki wody. Schemat nadawczy według firmy A. Ott przedstawiałby się jak podaje rys. 9.

średnio przez obserwację stanu wody na przykład w Żywcu (względnie w Tresnej) z dnia poprzedniego, poprzedzającego okres przewidywania. Stan ten jest niewątpliwie odzwierciedleniem wpływów klimatycznych (opadów, temperatury) oraz stanu retencji w głębszej dorzecza w okresie ubiegłym. Z drugiej strony stan ten przedstawia potencjalne możliwości dalszych zmian. W samej rzeczy, im jest wyższy ten stan, tym mniejszy jest możliwy przybór, odwrotnie, im stan poprzedzający przewidywany jest niższy, tym większa jest rozpiętość możliwych zmian przepływów. A więc stan wody z dnia poprzedniego można uważać za istotnie charakterystyczny wskaźnik.

Posiadając powyższe materiały możemy w układzie współrzędnych prostokątnych nanieść odpowiednie wartości, oznaczając na przecięciu rzędnych z odciętymi odpowiadające im wysokości opadów. Wykres tak skonstruowany — dla trzech zmiennych — przedstawia zatem graficznie pewną powierzchnię. Można więc przez rozproszone na



Rys. 9.

### Wykorzystanie danych sygnalizacyjnych.

Mając przed sobą wszystkie wykresy w każdej chwili można nie tylko odpowiedzieć na pytanie, co się dzieje w dorzeczu pod względem hydrologicznym, ale i wyciągnąć odpowiednie wnioski co do przewidywanych przepływów.

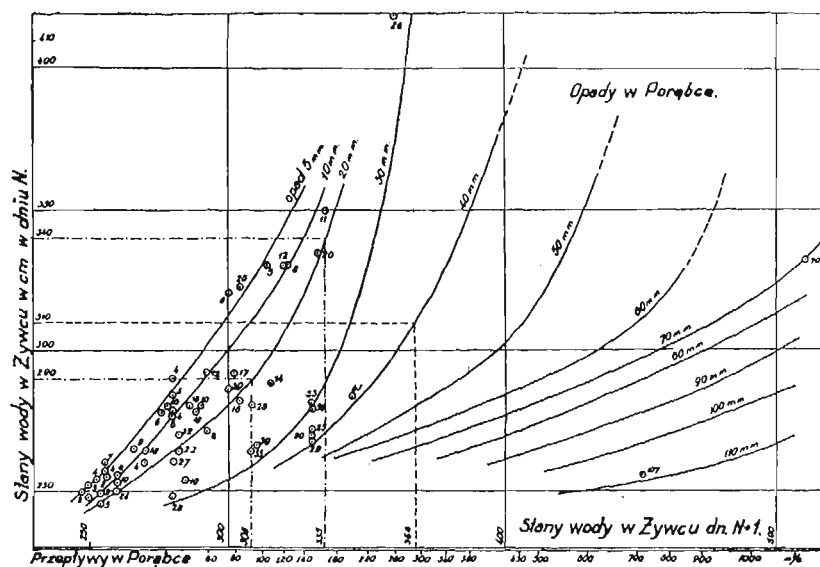
Niżej podaję próbę wyznaczenia oczekiwanego przepływu Soły na 1 dzień z góry na przykładzie stacji Porąbka. Dla wszystkich znanych charakterystycznych wezbrań Soły układamy tabelkę, która by zawierała następujące dane, zaczerpnięte z rzeczywistych obserwacji. Stan wody o godz. 8 rano w Żywcu (później przeliczyć na Tresnę) w dniu  $N$ , stan wody w Żywcu w dniu  $(N+1)$ , wreszcie opad atmosferyczny w Porąbce za dobę  $N$ . Wiemy dobrze, że jednakowe wysokości opadów mogą dać różne skutki w zależności od stanu nasycenia dorzecza. Czynniki ten może być uwzględniony po-

wykresie punkty opadów przeprowadzić izolinie. Tą drogą otrzymamy pęk krzywych dla różnych opadów. Jeśli zamiast stanów wody w Żywcu w dniu  $(N+1)$  oznaczymy przepływy w Porąbce, wtedy z wykresu będziemy mogli łatwo ustalić przewidywany przepływ.

Powiedzmy, że sygnalizowano w Żywcu stan 310 cm w dn.  $N$  (rys. 10), opad wynosił 40 mm, wtedy stan wody w Żywcu dnia następnego będzie 368 cm, a przepływ w Porąbce  $Q=290 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Z rys. 10 widzimy, że przy stanie 310 cm dopiero opad powyżej 10 mm może wywołać podniesienie poziomu, a więc zwiększenie przepływu. Mniejsze opady albo nie wywołają żadnego przyboru, albo będzie trwało opadanie stanów.

Z rys. 10 widzimy również, że ten sam opad, przy stanie poprzedzającym wyższym może, mimo większego niewątpliwie nasycenia dorzecza wilgocią, dać efekt mniejszy niż przy stanie niższym, gdyż nie wystarcza w tym wypadku na utrzymanie



Rys. 10.

dotychczasowego przepływu. Na przykład przy stanie 290 cm opad 20 mm daje stan 308 (przybór), natomiast przy stanie 340 cm ten sam opad da stan wody 335 cm (opadanie).

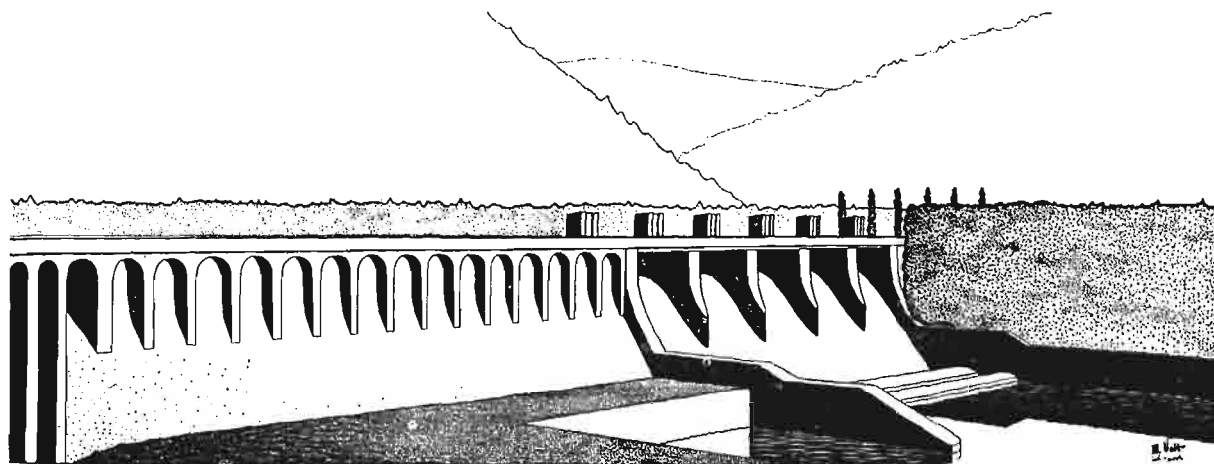
Wykresy podobne winny być wykonane dla każdej z 4-ch stacji pluwiograficznych, sygnalizujących do Porąbki. Dopiero porównanie wyników, otrzymanych z tych 4-ch wykresów pozwoli ustalić przewidywany przepływ. Za miarodajną należałoby, ze względu na konstrukcję wykresów, uważać zawsze największą z otrzymanych wartości.

W okresie zimowym i wiosennym, gdy każdorazowe przepływy rzeki nie zależą od bezpośrednio poprzedzających je opadów atmosferycznych i stanowią bardziej skomplikowaną funkcję grubości

warstwy szaty śnieżnej oraz temperatury powietrza, pluwiografy i oparte na danych pluwiograficznych schematy nie będą miały zastosowania. W ciągu tego, krótkiego zresztą okresu czasu na wspomnianych stacjach sygnalizacyjno-nadawczych winny być prowadzone obserwacje temperatury i grubości szaty śnieżnej. Wiadomości te musiałyby być nadawane do centrali drogą telefoniczną. Oczywiście telefoniczne połączenie punktów nadawczych z centralą jest koniecznym uzupełnieniem sygnalizacyjnej instalacji samoczynnej nie tylko jako sposób komunikowania obserwacji dokonywanych bez aparatów samokreślonych, lecz także jako zabezpieczenie na wypadek zepsucia aparatury, względnie dla kontroli sprawności jej działania.

Inż. arch. Mieczysław Veit

## Koncepcja architektoniczna w wykonaniu budowli zbiornikowych w Porąbce.



Kiedy budowa zapory w Porąbce zaczęła wyrastać ponad teren, Ministerstwo Komunikacji uznało za konieczne przepracować projekty pod względem architektonicznym. Praca ta została mi powierzona w styczniu 1935 r.

W Porąbce zastałem już wykonane: oba przyczółki zapory, sztolnie obiegowe wraz z wieżami zamknięć oraz będące na ukończeniu zabudowanie potoków i częściowo wykonaną drogę wojewódzką wraz z mostami.

Pracę zacząłem w okresie intensywnego wykończania projektów technicznych, przeto dostosowałem się w moich zadaniach do potrzeb budowy, pozostawiając sprawę możliwych do poprawienia pewnych niedociągnięć architektonicznych wykonanych dawniej obiektów, na koniec budowy.

Teren budowy jest położony w Beskidzie Zachodnim; jest nim odcinek około 8 km doliny rzeki górskiej Soły między Porąbką a Tresną. Dolina przebiega z południa na północ, osiągając największą szerokość około 1 km. Poziom doliny przekracza trzysta metrów nad p. m.; otaczają ją wzgórza wznoszące się do 900 m. Opadające w dolinę zbocza są przeważnie zalesione, miejscami występują skały. Dno doliny oraz łagodniej nachylone zbocza zajmują pola uprawne i osiedla.

Przez powstanie zbiornika w Porąbce krajobraz ulegnie zmianie. Jezioro wydobędzie rzeźbę terenu. Pozioma tafla przetnie wzgórze, woda wypełni doliny potoków, powstaną zatoki i wysunięte cyple łądu. Stoki gór pozbawione łagodnego ich przejścia w dolinę, odbite w zwierciadle jeziora staną się surowsze i mocniejsze w wyrazie.

Zmiana oblicza doliny jest jak gdyby uzewnętrznieniem całego szeregu przemian, jakie nastąpią w porównaniu ze stanem dzisiejszym.

Zmieniają się warunki komunikacji. Rzeka o szerokości obecnie około 50 m umożliwia łatwe przerzucanie mostów; w okresie małych wód można ją przejść, w przyszłości mosty zastąpi komunikacja wodna.

Biorąc pod uwagę znaczne wymiary jeziora, przypuszczać można, że powstaną tu sporty wodne.

Jezioro będzie jedyne w swoim rodzaju w tych okolicach, stąd jego atrakcyjność, co przy pięknie krajobrazu będzie przyciągało ruch turystyczny i wypoczynkowy, wpłynie to na warunki gospodarce.

Nie wnikając w dalszą analizę przemian, wystarczy to, aby stwierdzić, iż jezioro stanie się ośrodkiem, dokoła którego zacznie się życie o innym charakterze. Przystosowanie do nowych warunków rozpocznie się w ożywionym tempie, znacznie szybszym niż w normalnych warunkach rozwojowych — dlatego przyszłe to życie trzeba ująć zawczasu w dobrze przemyślany program, którym w części będzie plan regionalny, plan komunikacji, zabudowy i t. d.

Z pośród prac wykonywanych przez Kierownictwo Budowy w Porąbce, poza faktem utworzenia jeziora, jest budowa nowych dróg komunikacyjnych, a z nich największe znaczenie posiada droga wojewódzka, biegnąca wzdłuż całej długości jeziora. Kierownictwo Budowy realizuje część planu regionalnego. Zasadniczym zadaniem architekta na tym miejscu jest dostosowanie inwestycji do potrzeb odbiorcy, w najlepszym i najszerszym tego słowa znaczeniu, bezpośrednio stykającego się z dziełem.

Zbiornik jest ośrodkiem nowego życia, więc musi być jakby osią wszelkich projektów o charakterze użyteczności publicznej. Droga przystosowana jest do nowych potrzeb, jakie stwarza jezioro, to też nie jest przypadkiem, że biegnie wzdłuż jego brzegów.

Bezpośrednie związanie drogi z jeziorem nadaje jej specjalną wartość plastyczną. Droga na całej długości jeziora staje się szeroką kompozycją archi-

tektoniczną. Wszystkie objekty budowy są rozłożone wzdłuż jej trasy, nawet zaporą jest wykorzystana, jako jej fragment.

Architektura, której celem jest harmonizować, musi poszczególne objekty dostosować do kompozycji głównej, to jest do drogi, jako całości, i podporządkować je krajobrazowi. Stąd formy architektoniczne winny być proste i spokojne, wyróżniające się jedynie w miejscach charakterystycznych. W drodze powinna być zachowana płynna ciągłość, pewna zmienność może wynikać jedynie z lokalnych warunków terenowych. Ożywić drogę, zrobić ją ciekawą, malowniczą, piękną może jedynie krajobraz.

Droga wojewódzka jest częścią szosy Żywiec-Kęty-Oświęcim-Katowice.

Znaczenie drogi jest komunikacyjne i gospodarcze, lecz ze względu na jej piękne położenie — stanie się niewątpliwie celem turystów.

Droga zaczyna się w Tresnej mostem żelbetowym, który pięknym łukiem parabolicznym przekracza rzekę i wspiera się o wysokie zbocza doliny. Łuk mostu lekki i sprężysty, wraz z podwieszoną w dobrze wyczonej wysokości jezdnią, tworzy jeden z najpiękniejszych architektonicznie obiektów mostowych.

Trasa drogi biegnie początkowo w terenie płaskim, wyciągnięta długimi prostymi odcinkami, — po czym zwraca gwałtownie ku stokom wzgórz, wznosi się na zbocza — staje się drogą górską. Wije się w skrętach, przywarłszy do zbocza. Kształt terenu narzuca sam rozwiązanie trasy. Bardzo staranne wykonanie oraz miłe dla oka kamienne ujęcia licznych źródeł ze zbocza, szeroka panorama krajobrazu robią ją atrakcyjną.

Dalej droga przechodzi w teren płaski, mimo to wije się w dalszym ciągu, fakt niezrozumiały z punktu widzenia racjonalnego projektowania drogi. Domyślać się tutaj należy, że projekt drogi musiał walczyć z kosztami wyłączenia terenów. Ten odcinek drogi znacznie zyska na plastyce przez obsadzenie drzewami.

Dalej, po przejściu mostu na W. Żarnówce, droga zwraca się na wschód i wspina się na zalesione zbocze. Między drzewami roztacza się stąd głęboka perspektywa w kierunku długości jeziora.

Droga kończy się przed zaporą, utykając w węzle, zbierającym komunikację z lewego brzegu. Należy liczyć się tutaj z dużym ruchem transportowym i turystycznym z północy, zachodu i południa dla przeniesienia się na prawy brzeg rzeki, to też projekt dostosowuje się do tych potrzeb przez opracowanie dogodnego skrzyżowania. Dla ruchu wycieczkowego przewidziany jest plac postojowy dla pojazdów z miejscem na stację benzynową. Przy placu postojowym na pozostałych po budowie terenach urządzone będą zieleńce, jako miejsca odpoczynkowe. Plastykę placu wydobędzie odpowiednio zastosowana roślinność.

Specjalna uwaga została zwrócona na dogodną komunikację przez zaporę. Ponieważ przyszłe dostosowanie korony zapory do niewątpliwie wrastającego ruchu byłoby połączone z dużymi trudnościami i kosztami, dlatego już teraz wykonano jezdnię o szerokości 6 m i dwa chodniki o łącznej szerokości 2,40 m.

Droga na zaporze o długości ponad 200 m ujęta jest w pełne balustrady. Z boku, ustawione ryt-

micznie, wznoszą się wieże mechanizmów zasuw. Zapora jest ostatnim fragmentem drogi nad jeziorem. Most kończy się częścią łukową, wprowadzającą na rampę prawego brzegu rzeki. Rampa opada do poziomu doliny. Stąd widać zaporę w całej jej okazałości.

Zapora — wielki monument, wysokość około 20 m, rozciągnięty w poprzek doliny.

Od strony zbiornika, przy całkowitym jego napełnieniu, zapora wyznaczać się będzie nikłą w perspektywie linią balustrad i kominami wież zamknięć; od strony powietrznej występuje jej monumentalność.

Pochylona płaszczyzna ścian wymownie wyraża siłę.

W ścianie zapory wyróżniają się dwa zasadni-

**Mgr. Juliusz Witkiewicz.**

## **Z doświadczeń przy wywłaszczeniu terenów dla zbiornika w Porąbce.**

Jeżeli kiedyś spojrzymy na potężną zaporę w dolinie Soły, następnie zaś obrócimy wzrok na spokojne lustro zbiornika, wyda nam się niewątpliwie, że przy tworzeniu zbiornika wodnego prawdziwą trudność przedstawia jedynie strona techniczno-budowlana. Cóż bowiem łatwiejszego niż zatopić następnie odpowiednio wybrany teren? A jednak zatopienie to połączone jest z szeregiem trudności. Zdobyć około 360 ha gruntów w okolicach o znacznym skupieniu ludności rolniczej, nie przepłacić ziemi, nie wywołać jednocześnie zdrażnień i rozgoryczenia wśród przesiedlanych, zachować przy tym wszelkie formalności, tak bardzo krępujące administrację państwową, wszystko to nie jest zadaniem łatwym.

Już same koszty wywłaszczenia w Porąbce (ok. 4,5 mil. zł) dają pewne wyobrażenie o doniosłości akcji wywłaszczeniowej. Całą powagą tego zagadnienia uwypuklił fakt, że mimo wydatkowania tak wielkiej sumy, udało się zdobyć na czas potrzebne pod zbiornik grunty jedynie dzięki ugodzie sądowej z wywłaszczonymi, przy czym ostateczna likwidacja wywłaszczeń potrwa do połowy 1937 r. (od 1928 roku).

Na czym więc jednak polegają trudności wywłaszczeń?

Otóż przy wywłaszczeniach drobnych rolników chodzi prosto o dobrowolne przeniesienie ich na nowe siedziby. Momentem istotnym jest zatem nie to, jaką sumę wywłaszczony otrzyma, lecz ile ziemi i jak prędko będzie mógł kupić za przyznane odszkodowanie. Zmiana warsztatu pracy jest dla wywłaszczanego ciężkim przeżyciem uczuciowym i ekonomicznym, gdyż chodzi tu głównie o jednostki słabe gospodarczo, dla których dłuższe trwanie okresu przenosin jest zabójcze. Nigdzie może nie jest bardziej aktualne przysłowie: „bis dat qui cito dat”. Krótkość i taniość operacji jest tu bardzo ważna. Stąd ustalić można kilka zasadniczych postulatów pod adresem akcji wywłaszczeniowej, a więc: 1) szybkie ustalenie słusznego odszkodowania, 2) niezwłoczna jego wypłata do rąk wywłaszczonego, 3) szybkie przeniesienie go na nowy warsztat pracy, 4) możliwie najmniejsze koszty pośrednictwa.

cze elementy: normalna ściana, wykonana w kształcie pełnych arkad i wydzielone z niej na przestrzeni około 70 m przelewy z potężnymi filarami o kształtach opływowych, podtrzymującymi most jezdną. Obie te różne części są związane górnym wspólnym pasem balustrad.

O miejscu usytuowania przelewów w zaporze zdecydowało położenie koryta rzeki i wykonane uprzednio prace. Ze względów architektonicznych miejsce to nie jest szczęśliwie wybrane, wpływa na zasadnicze proporcje zapory, które wypadnie poprawić przez zastosowanie przesłonięcia drzewami.

Wartość plastyczna budowli uwidoczni się dopiero po całkowitym zrealizowaniu wszystkich projektów, to jest wówczas, kiedy wystąpi całość założenia architektonicznego.

Od szybkości ustalenia odszkodowania zależy nieraz jego słusność, gdyż przy przewlekłym trybie postępowania i fluktuacjach cen, ceny stają się nieaktualne, niesłuszne. Miało to miejsce właśnie w Porąbce, gdzie pierwszych oszacowań dokonano w 1928 r. i wskutek tego wysokie ceny ziemi z lat 1928—29 zaciążyły nad wysokością odszkodowań, wypłaconych jednak w 1936 r. przy zupełnie innej koniunkturze gospodarczej.

W Porąbce przeprowadzono wywłaszczenia nie na zasadzie ustawy wodnej z 1922 r., lecz na podstawie austriackiej ustawy kolejowej z 1878 r. — tryb ten okazał się kosztownym i bardzo przewlekłym.

Pierwsze oszacowanie dokonane zostało na drodze sądowej, gdyż do ugodowego ustalenia wysokości odszkodowań nie przyszło, czego zresztą nie należało się spodziewać, gdy weźmie się pod uwagę z jednej strony sztywność aparatu administracyjnego, a z drugiej strony silne przekonanie u wywłaszczonych o bardzo wysokiej wartości ich gruntów i o tem, że sądy przyznają wysokie wynagrodzenie.

Sądy, przeciążone innymi pracami, nie posiadające zresztą fachowców w tej dziedzinie, nie mogły krytycznie odnieść się do opinii biegłych taksatorów. Biegli ci w większości wypadków okazali swój brak kwalifikacji, prześcigając się w subtelnych teoretycznych koncepcjach. Przyznawali oni wywłaszczanym olbrzymie uszczerbki, przy czym uzasadniając je, doszli do takich curiosów, że np. idąc konsekwentnie za podobnymi wywodami, należałoby budynki szacować tym wyżej, im są one starsze! Tempo prac było powolne, koszty narastały olbrzymie, oszacowania były tak wysokie, że rekursy stały się koniecznością i dyskusja przenosiła się coraz bardziej z płaszczyzny rzeczywistości w abstrakcję. Sprawy szły z jednej instancji do drugiej, koszty pośrednictwa (biegli, zastępcy wywłaszczonych), wzrastały, a wywłaszczani wciąż pozostawali w dawnych siedzibach i mimo, że zbliżał się czas, gdy grunty miały być przygotowane pod zalew, nie mogło być mowy o ich eksmisji. Odszkodowania bowiem musiały być składane do depozytu sądowego, skąd z szeregu względów wywłaszczeni podjąć ich nie mogli, a wskutek tego władze admi-

nistracyjne słusznie nie chciały przystępować do eksmisji, skoro wywłaszczeni nie mieli w rozporządzeniu ani pieniędzy, ani nowych siedzib. Położenie stawało się bez wyjścia i dopiero ugoda sądowa położyła kres trudnemu położeniu obu stron.

Tak więc zastosowanie ustawy kolejowej z 1878 r. okazało się w praktyce bardzo niekorzystne, zarówno jeśli chodzi o szybkość działania (postulat 1), jak i co do słuszności odszkodowań. Tryb postępowania okazał się bardzo kosztowny, przy tym wywłaszczeni nie mogli w całości wykrzystać dla siebie wysokich kosztów wywłaszczenia (postulat 4).

Stwierdzić jednak należy, że gdyby nawet odszkodowania zostały szybko i niekosztownie ustalone, bardzo wątpliwym jest, czy dałoby się w Porąbce przeprowadzić wypłatę ich do rąk wywłaszczonych (postulat 2). Zarówno bowiem stan katastru, jak przede wszystkim hipoteki w Małopolsce odbiega ogromnie od rzeczywistości. Na porządku dziennym są np. wpisy dożywoci z 1880 r., wpisy własności na osoby, które już w 1900 r. rozparcelowały swój majątek, na którym obecnie siedzi kilkudziesięciu właścicieli itd. Obecny posiadacz gruntu, choć podjąć zań odszkodowanie, musiałby przeprowadzić mnóstwo zmian w hipotece, co znów wymaga kosztów i pomocy osób fachowych. Tu otwiera się wdzięczne pole dla adwokatów. Praktyka wykazała jednak, że koniecznym jest, by osoby, przeprowadzające wywłaszczenia, same postarały się

o współpracę władz katastralnych i hipotecznych i pomogły wywłaszczonym doprowadzić hipoteki do porządku. Raz jeszcze podkreślić należy, że jak wynika z doświadczeń, poczynionych gdzieindziej (Koźnów), wypłata wynagrodzenia do ręki wywłaszczonemu doprowadza często do polubownego załatwienia sprawy wysokości odszkodowania ku zadowoleniu obu stron. Aby uzyskać tę możliwość bezpośredniej wypłaty, nie wystarcza jednak zadowolić się składaniem pieniędzy do depozytu sądowego, trzeba zorganizować metodycznie cały aparat wywłaszczeniowy.

Wreszcie jeśli chodzi o szybkie przenoszenie wywłaszczonych na nowe warsztaty pracy, to doświadczenie Porąbki odradza raczej bezpośrednią ingerencję w postaci kupna jakiegoś pobliskiego majątku na sprzedaż pomiędzy wywłaszczonych. Przy takiej sprzedaży powstają bowiem trudności formalne, nadto przeszkodą jest tu pewna nieufność wywłaszczanych. Wydaje się bardziej celowym zorganizować akcję przyścia z pomocą wywłaszczonych w wyszukiwaniu nowych siedzib przez inne instytucje państwowe, czy prywatne.

Reasumując należy stwierdzić, że historia wywłaszczeń w Porąbce wykazała niedogodność przeprowadzania wywłaszczeń na zasadzie ustawy kolejowej z 1878 r., potrzebę stworzenia specjalnego aparatu wywłaszczeniowego (kataster, hipoteka), oraz potrzebę przeprowadzenia szerokiej akcji porozumiewawczej z innymi zainteresowanymi władzami.

## Z literatury technicznej

### Przegląd czasopism obcych

#### Drogi wodne

##### Stalowe wrota śluz komorowych.

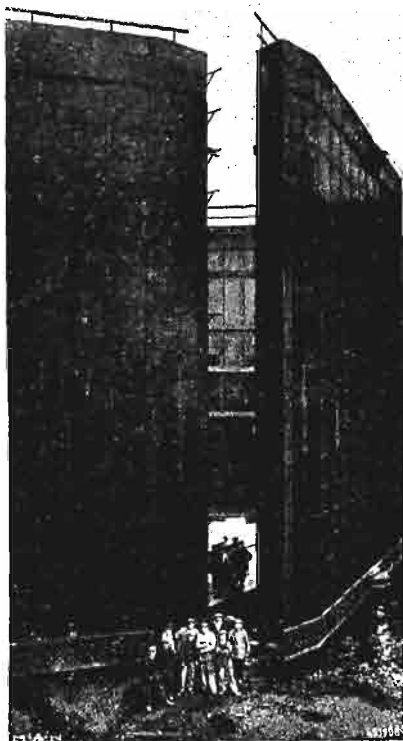
W Niemczech, gdzie dróg wodnych jest bardzo dużo, konstrukcje zamknięć śluz stanowią przedmiot bez-

ustannej pracy praktyków i teoretyków, szukających coraz to lepszych rozwiązań.

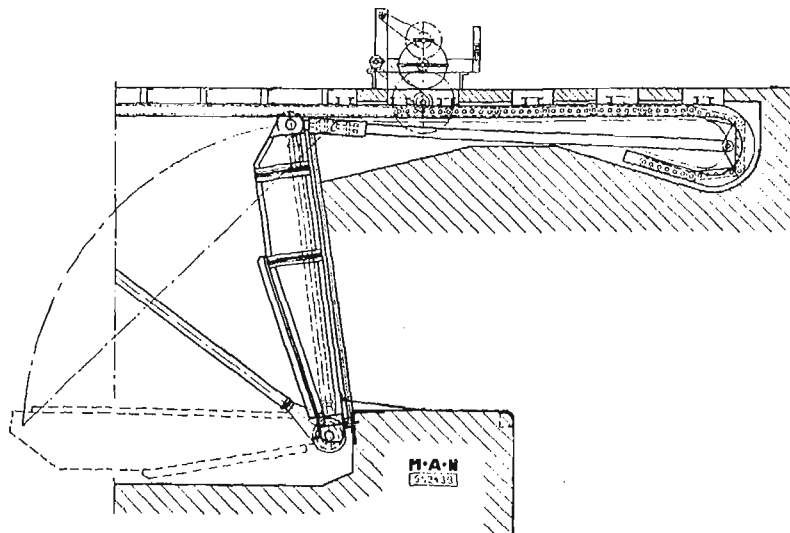
Obsługa zamknięć winna ze względu na interes żeglugi odbywać się szybko, a ciężar ich powinien być możliwie zredukowany, gdyż częste otwieranie i zamykanie śluz powoduje już i tak duże zużycie energii.

Z tych względów stal budowlana o wysokiej wytrzymałości nadaje się szczególnie jako materiał do budowy wrot i znalazła w nich szerokie zastosowanie.

W szczególności buduje się jeszcze wciąż wrota wsporne dwuskrzydłowe, nawet przy bardzo dużych rozmiarach otworów (rys. 1), dalej wrota klapowe o osi poziomej, stosowane w górnych głowicach śluz, i kładzione w stronę górnej wody (rys. 2), wrota zasuwowe

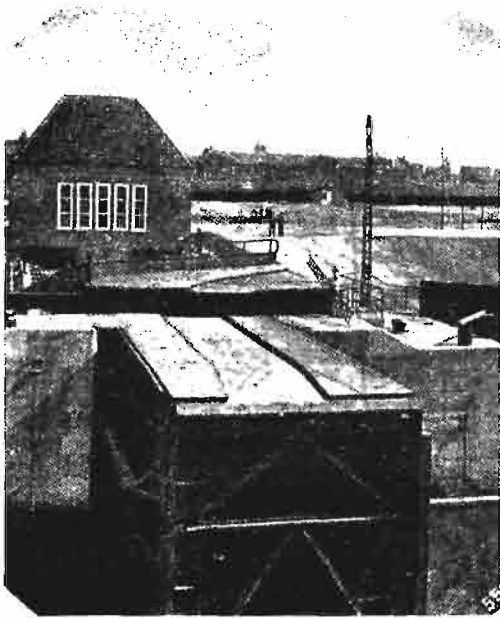


Rys. 1.



Rys. 2.

podnoszone, używane szczególnie w terenach górniczych ze względu na małą wrażliwość na osiadanie śluz, wrota segmentowe, używane podobnie jak klapowe przy



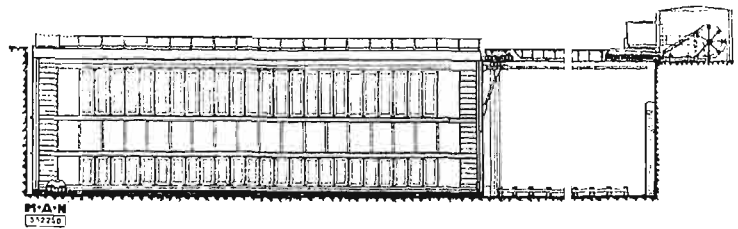
Rys. 3.

stromie, to znaczy takie, przy których naprężeniam z obu stron może być wyższy poziom wody (rys. 3).

Do specjalnych konstrukcji należy zaliczyć wrota ta pływakowe stosowane jako zamknięcia doków. Wrota tego rodzaju zamyka się i otwiera przy pomocy napełniania wodą względnie opróżniania szczelnych komór, umieszczonych w ich wnętrzu.

Do poruszania wrót wszelkiego rodzaju niemiecka fabryka M. A. N. zastosowała ostatnio szyny zębate przegubowe, które zastępują zarówno sztywne szyny zębate, jak i łańcuchy Galla.

Szyny te, złożone z krótkich elementów, zahaczają o tryby odpowiednich kół zębatach, a chwilowo zbędne ich części chowają się do nisz, umieszczonych w murze (rys. 2). Zaletą tego mechanizmu jest sztywne prowadzenie wrót, lepszy rozkład naprężeń i dobre wyzyskanie miejsca.

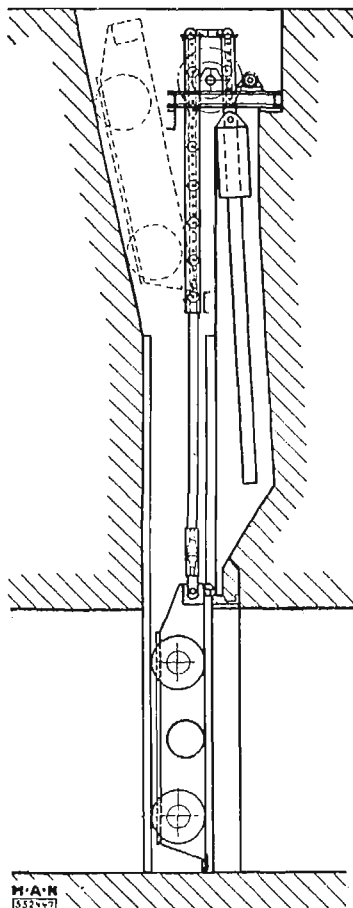


Rys. 3a.

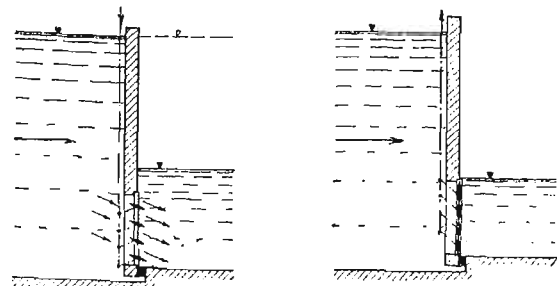
małej wysokości otworu, to znaczy w głowicy górnej, wreszcie wrota przesuwowe, ukrywane w bocznej niszy, nadające się szczególnie jako t. zw. wrota dwu-

Dużo uwagi poświęcają niemieccy konstruktorzy sprawie napełniania komór śluz. Dążąc do możliwego zmniejszenia energii wody, wlewającej się do komory oraz do złagodzenia ujemnych oddziaływań na śluzowane statki, uciekają się oni przy każdym większym projekcie do obszernych badań laboratoryjnych.

Obok stosowanych dotychczas kanałów obiegowych długich i krótkich, zasuw we wrotach i t. p., wspomniana już fabryka M. A. N. proponuje otwory we wrotach,



Rys. 4a. Zasuwa na wałkach dla zamknięcia kanału obiegowego.



Rys. 4.

zamknięte klapkami żaluzjowymi (rys. 4), które zapewniają łagodny sposób napełnienia komory.

Przy zastosowaniu wrót klapowych lub zasuwowych rezygnuje się w ogóle z oddzielnych urządzeń do napełniania. (Inż. F. Hartung. Schiffbau, Schiffahrt und Hafenbau 1936. Nr. 20 i 21).

Inż. Otton Faust.

## W o d o c i a g i

### Zaopatrzenie w wodę Wielkiej Pragi.

Na łamach czasopisma „Vestnik pro vodni gospodarstvi” ukazał się szereg artykułów na temat racjonalnego zwiększenia dostawy wody do picia i użytku gospodar-



czego dla Wielkiej Pragi, przy czym niektórzy autorowie przedstawiają historię starań miasta Pragi i sąsiednich gmin o zaopatrzenie ludności w wodę.

Jak wiadomo, w r. 1913 wykonano wodociąg doprowadzający wodę wgłębną z miejscowości Karany, położonej nad Łabą przy ujściu Izery, do Pragi.

Ponieważ wody tej było za mało, doprowadzono sztucznie filtrowaną wodę Weltawy, ujętą w miejscowości Podoli. Ponieważ i ten wodociąg już nie wystarcza, prowadzi się obecnie studia nad dostarczeniem wody, przy czym przyjmuje się, że w 1960 r. Praga będzie miała 1.536.000 ludności i będzie potrzebowała 261.000 m<sup>3</sup> wody, a maksymalnie 343.000 m<sup>3</sup> (70 l dziennie na osobę).

Zarazem bada się, czy wodociąg ma być podwójny (na wodę do picia i użytkową), czy podwójny tylko dla przedmieść, czy wreszcie całkowicie pojedynczy.

Co do źródła dostawy wody rozważa się szereg alternatyw, z których najczęściej jest proponowane rozszerzenie ujęcia wody Łaby w Podoli (do 800 l/s) i ujęcie za pomocą 332 studni wody wgłębnej w dorzeczu potoków Psovka i Kosatecky, uchodzących koło Melnika do Łaby. Przeciw temu ostatniemu podniósł zarzuty prof. dr. inż. Jan Zavadil z Brna, że cały ten utwór kredowy (łabsko-jizerski) jest utworem krasowym, pokrytym glinami, nie przyczyniającymi się do powstawania źródeł. Ponadto trzeba będzie wodę tę odżelaziać i chlorować. Dr. inż. V. Cerny jest zdania, że wprowadzić utwór ten ucierpiał pod względem zapasu wody wskutek ruchów tektonicznych po zejściu lodowca, ale mimo to czeskie miasta zwracają swą uwagę na ten obszar wodny i w ostatnim czasie miasta Liberzec i Usti n. Ł. zaopatrują się stąd w wodę. (Vestník pro vodni hospodárství. Nr. 10—11, 1935; Nr. 1, 6—7, 8—9, 1936).

*Prof. dr. inż. Rožański.*

### Nowsze metody badania wodonośnych terenów.

Dr. K l e m e n s S o l e r przedstawia w krótkości nowsze metody badania terenów wodonośnych, jakie daje geofizyka, a mianowicie metody grawitacyjną, magnetyczną, radioaktywną, geoelektryczną i elektrodynamiczną. (Vestník pro vodni hospodárství — Nr. 8—9 1936).

### Nowe ujęcie wody dla wodociągu w Weimarze.

Istniejący w Weimarze od 1884 r. wodociąg ujmował wodę ze źródeł, wytryskających z wapieni muszlowych koło miejscowości Ottern nad rzeką Ilm.

Warstwa wodonośna, zasilająca te źródła, ma bezpośrednio połączenie z wodami zaskórnymi i wodą rzeki Ilm, z której przenikają bakterie i zanieczyszczenia. Na początku poddawano wodę wodociągową chlorowaniu dla unieszkodliwienia bakterij, kiedy jednak nad rzeką powstała fabryka tektury, ilość zanieczyszczeń wzrosła o tyle, że ilość chloru, potrzebna do ich unieszkodliwienia, powodowała nieznośny dla mieszkańców zapach i smak wody.

W poszukiwaniu nowych terenów wodonośnych znaleziono w odległości 8 km od dawnego ujęcia zagłębienie piaskowcowe, w którym studnie, kopane na głębokość 200 m, dają przy depresji 35 m wodę w ilości 5000 m<sup>3</sup> na dobę.

Woda ta posiada 11<sup>o</sup> twardości, z tego 9<sup>o</sup> t. zw. przemieszczającej, ponadto zawiera szkodliwe ilości kwasu węglowego, manganu i żelaza.

Dla usunięcia kwasu węglowego zastosowano rozpylanie i przewietrzanie wody za pomocą dysz amsterdamskich. Odżelazianie, usunięcie manganu i piasku, porwany przy pompowaniu, odbywa się za pomocą filtrów pośpiesznych systemu Bollmanna.

Celem uniknięcia dwukrotnego pompowania wody, założono stację dla oczyszczania wody na górze, położonej wyżej niż wszystkie zbiorniki zapasowe. W studni umieszczono pompę wirową z elektrycznym napędem, która łączy wodę do przewietrzalni, skąd spływa ona grawitacyjnie do filtrów, a następnie do zbiorników.

Zbiorniki są zaopatrzone w regulatory, które włączają lub wyłączają pompy.

Obsługa urządzeń polega tylko na płukaniu filtrów, które odbywa się co kilka dni i na kontroli ogólnej urządzeń mechanicznych, która odbywa się samoczynnie za pomocą urządzeń samopiszących, umieszczonych w budynku obok studni.

Nowe ujęcie pracuje już 2½ roku bez przerw i przeszkód, z wyjątkiem konieczności oczyszczania pompy z piasku.

Koszt budowy wyniósł 1.300.000 marek. (D r. I n g. F. S e h i m r i g k. Deutsche Wasserwirtschaft 1936. Nr. 7.).

### Regulacja rzek

#### Regulacja granicznych odcinków austriackiego Dunaju.

Dunaj stanowi na odcinku od km 1872,7 do 1880,26 (ujście Morawy) granicę między Austrią a Czechosłowacją, na odcinku zaś od km 2233,15 (Pasawa) do 2201,77 (Jochenstein) granicę między Austrią a Bawarią.

Zarówno względy na utrzymanie żeglowności rzeki, jak i chęć utrzymania linii granicznej wymagają wykonywania i konserwacji robót regulacyjnych, które muszą w tym wypadku być normowane umowami międzynarodowymi.

Odnosnie do pierwszego odcinka, który stał się granicznym dopiero po wielkiej wojnie, obowiązują postanowienia traktatu z St. Germain, zawartego w 1919 r., rozwinięte następnie w umowie bilateralnej z 12.XII. 1928 r.

Dunaj był na tym odcinku uregulowany na średnią wodę za pomocą tam kierujących, opasek brzegowych i zamknięć ramion bocznych. Względem do dobro żeglugi zmusiły do uzupełnienia tej regulacji również i na małą wodę; jako budowle regulacyjne zastosowano tu ostrogi kamienne podprądowe, które mają wytworzyć koryto żeglowne o głębokości minimalnej 2—2,1 m, umożliwiające ruch łodzi towarowych 670-tonnowych o zanurzeniu 1,8 m. Dla ubezpieczenia dna i lewego brzegu założono ponadto 9 progów zatopionych (4—5 m poniżej najniższego poziomu żeglownego).

Dla podejmowania inicjatywy w zakresie robót regulacyjnych utworzono dwuosobową komisję techniczną. Każdy z komisarzy może powoływać doradców fachowych.

Drugi, wymieniony na wstępie odcinek Dunaju stanowił granicę austriacko-bawarską jeszcze przed wielką wojną; sprawy projektowania i wykonywania robót regulacyjnych normuje obowiązująca jeszcze dziś umowa z 2.XII. 1851 r. w ten sposób, że prawo projektowania i wykonania koniecznych robót przysługuje każdej ze stron na swoim brzegu. Projekty muszą być przedkłada-

ne drugiej stronie do wglądu, przy tym brak odpowiedzi w przeciągu 6 tygodni uważa się za zgodę na wykonanie projektowanych robót.

Dla umożliwienia wspólnej inicjatywy odbywają się corocznie komisyjne objazdy rzeki.

Wydatki na wykonanie i utrzymanie robót ponosi każde z państw zainteresowanych na swoim terytorium. (In g. K. S e m s c h. Wasserwirtschaft und Technik 1936. Nr. 28—30).

Inż. O. Faust.

### Zastosowanie opony samochodowej do transportu ciężarów.

Najnowsze doświadczenia wykazały, że na bardzo złych drogach polnych przy transporcie ciężarów nieocenione usługi oddać może opona samochodowa. Okazało się mianowicie, że dla przewiezienia 1 tonny ładunku po różnych drogach potrzebne są następujące siły w kg.

	Koła o obręczach żelaznych	Koła z ogumowaniem pneumatycznym
droga ziemna w złym stanie	95,4	47,5
owsisko	129,8	81,0
pole w czasie sprzętu buraków	138—276	84—189

Z powyższych liczb wynika, że im gorsza jest droga tym bardziej staje się ekonomicznym zastosowanie ogumowania pneumatycznego. Poza szeregiem zastosowań w rolnictwie, w roku bieżącym na Targach Poznańskich wystawiono taczki ogrodowe z ogumowaniem pneumatycznym. Okoliczność tę należy wziąć niewątpliwie pod rozwagę przy wszelkich robotach, do których mogą być użyte taczki. (Życie Rolnicze, 1936, Nr. 6).

## M e l i o r a c j e

### Sztuczne nawodnienie, czy ugor.

Autor podnosi potrzebę dostatecznej wilgoci w glebie przy nawożeniu.

Przed wszystkim rolnik powinien gospodarować najekonomiczniej wilgocią w glebie, a to a) stosując uprawę, która zatrzymuje w glebie jak najwięcej opadów atmosferycznych i wstrzymuje jak najbardziej parowanie wody, b) stosując ilość roślin uprawianych na 1 ha gruntu nie tylko do zapasu pokarmów w glebie, ale także do zapasu wilgoci, c) wyszukując nowe gatunki roślin lub nawet nowe rośliny, których wymogi co do wilgoci w ziemi są mniejsze, niż roślin dotąd tam uprawianych.

Najradykałniejszym sposobem zwiększenia zapasu wody w glebie — zależnym od rolnika — jest ugorowanie. Ugorowanie oddaje znakomite usługi w krajach suchych o pierwotnym gospodarstwie, gdzie jest nadmiar ziemi, a mało ludności, jak np. w Rosji. W naszych krajach suchych trzeba sięgnąć do nawodnienia sztucznego w najszerszym słowa tego znaczeniu. (D o c. i n ż. d r. W ł. S m o l i k. Vestnik pro vodni gospodarstvi Nr. 6—7 z 1936).

Prof. dr. inż. Rożański.

### O wyznaczeniu wody w glebie dla roślin fizjologicznie nieużytecznej — w celach melioracyjnych.

Inż. O. Solnar z Pragi oznaczył z 67 próbek ziemi, że stosunek zawartości wody higroskopijnej do zawartości cząstek 1 kat. ( $\leq 0,01$  mm) wynosi 2,4, a stąd zawartość wody

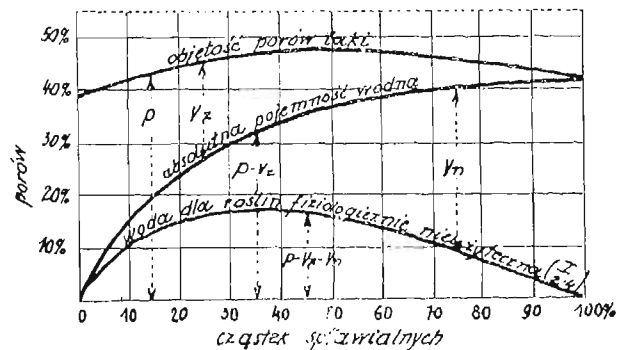
$$V_n = \frac{(I)}{2,4}$$

Maksymalnie potrzebna ilość wody do nawodnienia równa się absolutnej pojemności wodnej

$$V_z = P - V_z - V_n$$

gdzie  $P$  = objętość porów,  $V_z$  = optymalna pojemność powietrzna (dla lżejszych ziem 10%, dla cięższych 5%).

Diagram zapotrzebowania wody do nawodnienia



Jak to widoczne z rys. 1, zapotrzebowanie wody dla łąk jest największe dla średnich gleb, a najmniejsze dla bardzo ciężkich (z powodu wielkiej pojemności wody fizjologicznie nieużytecznej) i dla bardzo lekkich gleb (z powodu wielkiej pojemności powietrznej).

To też dla gleb bardzo ciężkich i bardzo lekkich nie jest odpowiednie nawodnienie zalewowe. Na jeden raz można takim ziemiom dodać tylko niewielkie ilości wody fizjologicznie użytecznej i trzeba by odpowiednio nawodnienie powtarzać. O ileby większy nakład opłacił się, można by zastosować deszczowanie. (Vestnik pro vodni gospodarstvi Nr. 4—5 1936).

Prof. dr. inż. Rożański.

## H y d r o l o g i a

### Nowy wzór na obliczenie dla małych i średnich dorzeczy katastrofального spływu, spowodowanego oberwaniem chmur.

Po katastrofie zapory Zerbino uczony włoski F. P a g l i a r i, opierając się na obliczeniach maksymalnego spływu dla 13 dorzeczy o wielkości od 21 do 1920 km<sup>2</sup>, opracował wzór empiryczny na spływ z 1 km<sup>2</sup>, opiewający:  $q = \frac{2900}{90 + A}$ , gdzie  $q$  jest wyrażone w m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>,  $A$  zaś w km<sup>2</sup>.

Amerykański hydrolog I. Gutmann uzupełnił materiały podstawowe Pagliari'ego danymi ze zlewni amerykańskich (patrz tabelka); przy zastosowaniu tych dodatkowych materiałów wzór przybrał brzmienie:

$$q = \frac{2825}{96 + A}$$

Oceniając wyniki obliczeń otrzymywane z tego wzoru, Gulmann wyraża zdanie, że przedstawiają one a b s o l u t n e m a k s i m a o b e c n e j e p o k i g e o l o g i c z n e j. Na podstawie tabelki zasadniczej stwierdza również, że tak wyjątkowe katastrofalne przepływy mogą wydarzyć się w każdym klimacie, cytując dla przykładu bardzo wilgotne wyspy Hawajskie, średnio-wilgotny stan Ohio i suchą Sycylię.

Rzeka i Kraj	Powierzchnia zlewni km <sup>2</sup>	Spyw jednostkowy m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup>
Manns Run, Stany Zjedn. Am. Pn.	1.73	27.8
Manoa Creek, Wyspy Hawajskie	2.85	30.7
Mad Creek, St. Zj. A. P.	3.89	25.1
Kaneohe, Wyspy Hawajskie	13.7	22.9
Honey Creek, St. Zj. A. P.	17.3	24.0
Cameron Arrogo, St. Zj. A. P.	18.9	20.7
Flumendosa, Sycylia	21.0	23.5
Orbicella, Italia	25.9	22.0
Orba, Italia	43.0	21.3
Alazan Creek, St. Zj. A. P.	43.8	21.3
Orba, Italia	47.4	20.4
Willow Creek, St. Zj. A. P.	51.8	19.7
Cane Creek, St. Zj. A. P.	57.0	14.6
Orba, Italia	108.7	14.2
Elkborn Creek, St. Zj. A. P.	113.8	14.9
Sterza, Italia	126.8	9.0
Rock Creek, St. Zj. A. P.	152.7	9.9
Chester Creek, St. Zj. A. P.	160.7	10.9
Flumendosa, Sycylia	250.0	5.6
Devil's Creek, St. Zj. A. P.	370.3	6.5
Uta, Italia	547.0	4.2
T. Cecina, Italia	609.0	2.81
Cedrina, Italia	622.0	3.79
Cecina, Italia	815.0	3.05
Kriszna, Indie	895.0	3.75
Flumendosa, Sycylia	1010.0	2.30
Chagres River, Panama	1107.0	4.35
San Catarina, Meksyk	1410.0	6.45
San Luis Rey, St. Zj. A. P.	1463.0	1.84
Flumendosa, Sycylia	1920.0	1.80
Chagres River, Panama	2020.0	1.26
Winooski River, St. Zj. A. P.	2630.0	1.24
Yuba River, St. Zj. A. P.	3160.0	0.98

Na zakończenie autor zaleca przyjmowanie w miarę możliwości norm, obliczonych tym wzorem za podstawę projektów zapór, zwłaszcza budowanych w okolicach zaludnionych, wyrażając słuszne zdanie, że nawet wezbranie o częstotliwości pojawiania się raz na 1000 lat może zdarzyć się każdego dnia. (I. G u l m a n n Engineering News-Record Nr. 14, 1936).

Inż. Otton Faust.

## Przegląd czasopism polskich

### 50-lecie Wodociągów i Kanalizacji Warszawy.

Z okazji 50-letniej rocznicy działania wodociągów i kanalizacji m. st. Warszawy inż. Wł. Rabczewski opublikował ciekawe szczegóły historyczne, dotyczące powstania i rozwoju tych zakładów.

Zaopatrywanie w wodę uskuteczniane było już bardzo dawno przy pomocy 2-eh zakładów wodociągowych: warszawskiego, uruchomionego w r. 1855, i praskiego, uruchomionego w r. 1869. Ówczesny wodociąg warszawski zaprojektowany został przez budowniczego H. Markoniego. Woda pobierana była z Wisły, skąd po przejściu przez filtry pompy przelaczały ją do zbiorników, znajdujących się w Saskim Ogrodzie w budynku istniejącym dotąd (o dekoracyjnym charakterze świątyni Sybilly). Ze zbiorników w tym budynku woda rozprowadzana była rurami po mieście. Długość sieci sięgała 29 km, największa wydajność zakładu wynosiła 14 tys. m<sup>3</sup> wody na dobę. Zakład praski był o wiele szczuplejszy. Długość sieci wynosiła 9,8 km, wydajność --- 380 m<sup>3</sup> wody na dobę. Usuwanie nieczystości płynnych z terenu Warszawy przedstawiało się jeszcze gorzej niż stan zaopatrywania w wodę. W r. 1876 z inicjatywy inż. A. Grołowskiego przystąpiono do rozwiązania zagadnienia wodociągów i kanalizacji na szeroką skalę. W roku tym zaproszono znanego inżyniera angielskiego, twórcę urządzeń wodociągowo-kanalizacyjnych Hamburga i Frankfurtu — W. Lindley'a, który w r. 1878 przedkładał całkowicie opracowany własny projekt techniczny, a już w r. 1881 przystępuje wraz ze swym synem inż. W. H. Lindley'em do budowy.

Już w pierwszym roku działania nowych wodociągów i kanalizacji wybudowano 18 km sieci wodociągowej i 17,6 km sieci kanalizacyjnej. W r. 1910 długość sieci wodociągowej sięgała 274 km, sieć kanałowa posiadała długość 179 km. Wojna światowa przerywa roboty, a okres 1914—1924 charakteryzuje stagnację w tej dziedzinie. Dopiero od r. 1924 następuje szybki rozwój urządzeń wodociągowo-kanalizacyjnych.

W r. 1936 sieć wodociągowa posiada już długość 553 km, wydajność 26 milionów m<sup>3</sup> wody w ciągu 9 miesięcy. Sieć kanałowa posiada 302 km długości. W latach ostatnich czynione są próby układania przewodów z rur stalowych, w kanalizacji zaś z członów betonowych. O rozmiarze urządzeń sędzić można z liczb określających wartość inwentarza. Wartość ta w r. 1918 wynosiła 98 milionów złotych, w roku budżetowym 1935/36 osiągnęła 195 milionów złotych. (G a z e t a W o d a. Listopad 1936, Nr. 11).

### Studia wodociągowe dla m. Kowla.

W bieżącym roku miasto Kowel przystąpiło do rozwiązania sprawy zaopatrzenia mieszkańców w zdrową i dobrą wodę.

Sporządzenie projektu Zarząd Miejski powierzył Biuru Projektów Wodociągowo-Kanalizacyjnych przy Wydziale Wojewódzkim w Łucku oraz nawiązał kontakt z Biurem Studiów przy Związku Miast w Warszawie.

Ponieważ Kowel nie posiada dotychczas kompletnych planów sytuacyjnych i wysokościowych, Biuro Projektów wykonało niezbędne uzupełnienie sytuacyjne oraz niwelację ulic.

W poszukiwaniu za wodę odwiercono na południowo-wschodnich krańcach miasta przy końcu ul. Pomnikowej studnię próbną o średnicy 350 mm do głębokości 60 m oraz 3 otwory obserwacyjne o średnicy 75 mm.

Prowizoryczne obliczenie wykazało, że wydajność studni jest stosunkowo mała, bo wynosi 0,75 l/s na 1 m depresji. Obserwacja zwierciadła wody w czasie wiercenia oraz orzeczenia rzeczoznawców pozwalają oczekiwać większej wydajności przy pogłębieniu otworu. Na razie zarządzono pogłębienie studni do 70 m, które jest w toku.

Przy okazji wierceń dla wody napotkano na 1,5 m grubo pokład węgla brunatnego, jednakże dzisiaj trudno określić obszar jego zalegania. Zarząd Miejski przedsięwziął pewne kroki dla bliższego zbadania tego pokładu. (W o ł y ś k i e W i a d o m o ś c i T e c h n i c z n e. 1936, Nr. 11—12).

### Budowa wodociągu w Janowej Dolinie.

W związku z rozbudową osiedla robotniczego przy Państwowych Kamieniołomach w Janowej Dolinie w roku bieżącym ułożono ogółem 1156 m rurociągów, w tym śr. 150 mm — 452, śr. 125 mm — 214, śr. 100 mm — 479 i śr. 80 mm — 11 m. Do rurociągów użyto rur żeliwnych odlewanych sposobem odśrodkowym, zakupionych w Zakładach Ostrowieckich. Sieć uzbrojono w 11 zasuw, 7 hydrantów i 4 studzienki dla rozbioru wody oraz połączono z domami urzędniczymi, szkołą i domem zbiorowym. Do czasu zakończenia budowy stacji pomp zasila się sieć w wodę z kopalni, z tym, że czerpać wodę można w ściśle określonych godzinach. Budynek stacji pomp jest już na ukończeniu, a pompy i hydrofony już zostały dostarczone do Janowej Doliny, wobec czego można się spodziewać uruchomienia wodociągu w początkach przyszłego roku. Roboty wodociągowe są wykonywane według projektu opracowanego przez Biuro Projektów Wodociągowo-Kanalizacyjnych przy Wydziale Wojewódzkim Wołyńskim i są prowadzone pod ogólnym nadzorem tegoż Biura. (W o ł y ś k i e W i a d o m o ś c i T e c h n i c z n e. 1936, Nr. 11—12).

### Niektóre błędy gospodarki łąkowej.

Interesujące rozważania o błędach w pielęgnowaniu i użytkowaniu łąk znajdujemy w artykule doc. dr. Z. Golonki umieszczonym w Nr. 7 „Życia Rolniczego” z r. b.

Niezależnie od łąk mozarowatych, wymagających zasadniczej melioracji, bardzo liczne nasze łąki ulegają zabagnieniu z powodu nieoświetlenia góspodarki w o d n e j. Prawie powszechnym u nas zjawiskiem są zaszlamowane, zarosłe zielskiem rowy osuszające, które nie odprowadzają w porę nadmiaru wody. Ten nadmiar jest szkodliwy, szczególnie zimą. Woda zawarta w glebie łąkowej, zamarzając, powoduje wysadzenie powierzchni łąki ku górze. Korzonki delikatnych, pastewnych traw łąkowych ulegają przerwaniamu.

a rośliny zazwyczaj giną, ustępując miejsca mniej wartościowym trawom np. kłosowce welniastej, różnym niepożądanym chwastom szerokołistnym lub trawom kwaśnym. Gleba łąkowa, przesycona wodą przez kilka miesięcy zimowych, zakwasza się i traci dobre właściwości biologiczne. W tych warunkach, na łące mogą bytować tylko nieużyteczne trawy i trawy kwaśne (turzyce, sity, welnianki). Nieczyszczone rowy zarastają najczęściej turzycami i innymi błotnymi roślinami, stając się ogniskami rozszerzania się tych szkodliwych roślin po całej łące. Dlatego też staranne oczyszczenie rowów przed zimą pozwoli utrzymać łąkę w stanie dostatecznie suchym, wpływając ponadto zabójczo na turzyce, rosnące w sąsiedztwie rowów. Oczyszczanie rowów przed zimą oraz wcześniej na wiosnę posiada jednak tę niedogodność, że zmusza nas do pozostawiania wydobytego szlamu na brzegach rowów, względnie do rozrzucania tego materiału po powierzchni łąki. Nieodkwaszony, w zbyt nieraz grubej warstwie zostawiony szlam zatrzyma lub poprosi dusi szlachetne trawy łąkowe, zamiast których rozwijają się na łące szkodliwe rośliny błotne. Daleko lepsze wyniki daje oczyszczenie rowów latem, po pierwszym i drugim pokosie. Materiał wydobyty z dna rowów jest wtedy mało wodnisty, a warunki dojrzewania znacznie lepsze niż jesienią. Łatwo wtedy wywieźć szlam z terenu łąki i złożyć go następnie w stopy kompostowe. Przekompostowanie szlamu odkwasza go, nadaje pożądane właściwości biochemiczne, przy czym zawarte w nim nasiona i kłącza roślin błotnych ulegają całkowitemu zbutwieniu. Zatem tam, gdzie względy na konieczność przetrzymania wody w rowach dla celów nawodnienia podsiąkowego nie tworzą przeszkody nie do ominięcia, stosowniej jest czyścić rowy latem.

Dla uzyskania wysokich plonów z łąk koniecznym jest utrzymanie ich zimą w stanie suchym, latem zaś w stanie wilgotnym. W nawodnieniu łąk latem należy jednak zachować pewien umiar. Niekiedy bowiem nawet łąki racjonalnie zmeliorowane wskutek nadmiernego piętrzenia wody w rowach ponownie porastały roślinami bagiennymi. To też w zależności od temperatury powietrza i ilości opadów w poszczególnych okresach lata po 6—8 dniowym piętrzeniu wody należy zastosować 10—14 dniową przerwę, aby glebę przewietrzyć. (Z y c i e R o l n i c z e, 28.XI. 1936, Nr. 7).

## Wiadomości gospodarcze i prawne

### Ruch żeglugowy na rz. Wilii.

1936-ty rok nawigacyjny zaznaczył się nienotowanym dotychczas wzrostem przewozów pasażerskich statkami żeglugi osobowej na Wilii, a mianowicie:

w ciągu jedenastu lat 1925/35	
przeciętnie rocznie przewożono	43.000 pasażerów
w r. 1935	48.400 „
w r. 1936	86.959 „

Najmniejszy ruch pasażerski w przewozach żeglugi na Wilii zanotowano w r. 1929-ym, w którym przewieziono tylko 23.860 pasażerów.

### Plan w inwestycjach.

W listopadowym numerze „Przeglądu Powszechnego” ukazał się dłuższy artykuł inż. A. Konopki pod tytułem: „Czteroletni plan inwestycyjny”. Autor rozróżnia zupeł-

nie słusznie dwa rodzaje inwestycji. Pierwszą grupę stanowią inwestycje, z których wprawdzie każdy może korzystać, które jednak nie przynoszą bezpośredniego dochodu (drogi, szkoły, regulacje rzek). Do drugiej grupy należą inwestycje rentujące się w znaczeniu zwrotu kosztów obsługi włożonego kapitału. Zastanawiając się nad kolejnością inwestycji, inż. A. Konopka zaznacza, że byłoby najlepiej inwestycje drugiego rodzaju pozostawić inicjatywie prywatnej, przez co publiczne środki finansowe zostałyby pokaźnie odciążone i mogłyby szybciej i w większym stopniu zaspokoić braki pierwszej grupy inwestycji. Ruch inwestycyjny u nas dotąd podejmowany był wyłącznie pod kątem widzenia dostarczenia pracy bezrobotnym, nie zawsze jednak zdawano dostatecznie dobrze sprawę, że znacznie lepiej, bo stale zatrudnić można pracowników w produkcji. W dalszym ciągu autor podkreśla ujemne strony chaotyczności zamówień, a więc

i dostaw, co wynika przede wszystkim z braku programu, względnie z późnego przyznawania kredytów publicznych.

Inż. Konopka w związku z powyższym zwraca uwagę na brak potrzebnej u nas organizacji technicznej, przewidzianej zresztą w dawnym statucie organizacyjnym Min. Rob. Publ., tak zwanej Naczelnej Rady Robót Publicznych jako organu doradczego. Autor zaznacza, że Radę taką posiadają Francja, Włochy i Czechosłowacja.

Jako drugi postulat nasuwa się autorowi konieczność ujednolicenia sprawy terminów otwierania kredytów na roboty. Inż. Konopka podkreśla potrzebę wprowadzenia zasady otwierania kredytów przed rozpoczęciem sezonu budowlanego, przy tym zaznacza, że kredyty te winny mieć dwu lub trzyletni okres zużycia według dobrze przemyślanego z góry planu inwestycyjnego.

## Życie techniczne

### Uroczystość poświęcenia zapory w Porąbce.

Dn. 13 grudnia r. b. odbyła się uroczystość poświęcenia ukończonej zapory w Porąbce na Sole. W uroczystości wzięli udział p. p. Wice-Premier inż. E. Kwiatkowski, Minister Komunikacji J. Ułrych, Wice-Minister inż. J. Piasecki, Dyrektor Biura Dróg Wodnych inż. E. Romański, Dyrektorzy Departamentów Ministerstwa Komunikacji oraz przedstawiciele innych urzędów. Uroczystość zgromadziła liczne rzesze okolicznej ludności oraz przybyłych dziennikarzy i turystów.

Po uroczystości odznaczeni zostali złotym krzyżem zasługi Kierownik Budowy inż. Jerzy Skrzyński oraz

## List do Redakcji

### W sprawie artykułu „Budowa Zakładu Wodnego na Dnieprze pod Zaporozem”.

Wielce Szanowny Panie Redaktorze,

W związku z zamieszczonym w zeszycie Nr. 5 „Gospodarki Wodnej” artykułem inż. dr. Wóycickiego p. t. „Budowa Zakładu Wodnego na Dnieprze pod Zaporozem” pozwalam sobie prosić o łaskawe umieszczenie w najbliższym numerze tegoż czasopisma niżej wymienionych uwag, uzupełniających podaną przez autora artykułu informację w sprawie przedwojennych projektów uzeglównienia Dniepru.

Projekt prof. Timonowa, o którym wspomina artykuł, miał na celu wyłącznie stworzenie na 60-wiorstowym odcinku porożów drogi wodnej, dostępnej dla statków o zanurzeniu 5 stóp, bez użycia energii do wyzyskania siły wodnej.

Po raz pierwszy oba te cele zostały zespolone w projekcie schematycznym, opracowanym w roku 1905 przez inżynierów Maksimowa i Graflio. Przy dalszym badaniu sprawy przez rosyjskie Ministerstwo Komunikacji projekt ten okazał się jednak nie wystarczającym, sądząc z tego, że utworzona w roku 1910 przy głównym Zarządzie Dróg Wodnych i Łądowych,

## Bibliografia

Kopezyński Jan. Studnie wiercone i kopane. Poznań 1936 r. (Nakładem autora).  
Książka omawia budowę studzien abisyńskich i arte-

## Klasyfikacja gruntów pod wodami.

We wrześniu r. b. odbyło się w Ministerstwie Skarbu zorganizowane przez główną komisję klasyfikacyjną zebranie w celu omówienia projektu rozporządzenia wykonawczego o klasyfikacji gruntów pod wodami do ustawy o klasyfikacji gruntów. W zebraniu tym wzięli udział przedstawiciele Ministerstwa Skarbu, Głównej Komisji Klasyfikacyjnej oraz Związki Organizacji Rybackich, Zrzeszenia Gospodarstw Stawowych i szereg zaproszonych hodowców ryb. Podczas obrad przedyskutowano przedstawione zebraniem dwa projekty odnośnego rozporządzenia, opracowując w rezultacie szczegółowe postulaty zebranych co do ostatecznej redakcji rozporządzenia.

srebrnymi krzyżami inż. Eugeniusz Binder i Henryk Grzybowski.

### Odnaczenia.

Z okazji święta narodowego 11 listopada odznaczeni zostali m. inn. następujący wybitni hydrotechnicy polscy: Kawaler Krzyża Komandorskiego Odrodzenia Polski, prof. dr. inż. Maksymilian Małakiewicz — złotym krzyżem zasługi, prof. dr. inż. Karol Pomianowski — złotym krzyżem zasługi, oraz krzyżem komandorskim Odrodzenia Polski.

Poza tym w Ministerstwie Rolnictwa i Reform Rolnych odznaczony został złotym krzyżem zasługi inż. Jan Szowhenow.

pod przewodnictwem inż. von Hoersehelmana Komisja do spraw uzeglównienia Dniepru uznała za niezbędne opracowanie nowego projektu wstępnego, dającego techniczne rozwiązanie zespolonego zagadnienia oraz ocenę jego podstaw ekonomicznych.

Opracowanie projektu zostało przez prof. Maksimowicza, ówczesnego dyrektora Głównego Zarządu Dróg Wodnych i Łądowych, zlecone niżej podpiśnemu (część hydrotechniczna) oraz inż. Juskielowiczowi (część hydroelektryczna).

W maju 1910 r. projekt uzyskał aprobatę Komisji i został przedłożony Ministerstwu; w roku 1911 został przez Gł. Zarząd ogłoszony drukiem p. t. „Eskiznyj projekt uluczszienija sudochnych usłowij porożistoj czasti r. Dniepra w swiazi s ispol'zowanjem energii padienija wody” jako tom XXVI serii wydawnictw p. t. „Materiały dla opisanja russkich riek i istorii uluczszienija ich sudochnych usłowij”. Praca ta, poza opisem projektu i kosztorysem, zawiera protokoły obrad Komisji interesujące jako wyraz poglądów ówczesnych na elektryfikację siły wodnej.

Z wyrazami głębokiego szacunku

Inż. Alfred Rundo

Redaktor naczelny: Inż. E. Romański.

Redaktor odpowiedzialny: Inż. Wł. Kollis.

Wydawca: Stowarzyszenie Członków Kongresów Gospodarki Wodnej.