

GOSPODARKA WODNA

DWUMIESIĘCZNIK

Rok III

Warszawa, Maj — Czerwiec 1937 r.

Nr. 3

Przedruk artykułów i reprodukcja zdjęć bez podania źródła wzbronione

Treść: *Rożański A. prof. dr inż.* Przekształcenia łóżysk rzek naszych a ochrona przyrody. — *Tillinger T. inż.* W sprawie kanału do Gdyni. — *Czetwertyński E. inż.* Ustalenie składu betonu dla budowy zapory w Rożnowie. — *Wóycicki K. doc. dr inż.* Zapory wodne budowane przez Rząd Federalny St. Zjednoczonych Ameryki Północnej (dok.). — *Ihnatowicz S. inż.* Kanalizacja rzeki Pregoly. — *Romański E. inż.* Potrzeba wydania atlasu projektów i robót hydrotechnicznych. — O istniejących budowach wodnych w kraju. — Z robót wodnych w kraju. — Z literatury technicznej. — Wiadomości gospodarcze i prawne. — Recenzje i krytyki. — Wspomnienia pośmiertne. — Życie techniczne.

Sommaire: *Rożański A. prof. dr ing.* La transformation des lits de nos fleuves et la protection de la nature. — *Tillinger T. ing.* La question du canal conduisant à Gdynia. — *Czetwertyński E. ing.* La fixation des parties intégrales du béton destiné à la constructions du barrage de Rożnow. — *Wóycicki C. doc. dr ing.* Constructions des barrages entreprises par le Gouvernement Fédéral des États Unis. (fin.). — *Ihnatowicz E. ing.* Canalisation du fleuve Pregola. — *Romański E. ing.* La nécessité de l'edition d'atlas des projets et des travaux hydrotechniques. — Sur les constructions hydrotechniques existant dans notre pays. — Les travaux hydrotechniques en Pologne. — Revue des publications techniques. — Informations économiques et juridiques. — Compte-rendu et critique. — Nécrologue. — Chronique.

Dr inż. Adam Rożański prof. Uniw. Jag.

Przekształcenia łóżysk rzek naszych, a ochrona przyrody.

Przekształcamy łóżyska rzek naszych ze względów gospodarczych ludności, a więc:

- a) dla ulepszenia żeglugi i spławu,
 - b) dla poprawienia gospodarstwa rolnego na gruntach nadbrzeżnych, a mianowicie:
 - 1) celem ochrony tych gruntów od zrywania,
 - 2) celem lepszego ich odwodnienia,
 - 3) celem usunięcia szkodliwego ich przesuszenia,
 - 4) celem ochrony od wylewów niszczących płony lub co gorszą niszczących wierzchnią warstwę uprawną przez zerwanie jej lub zasypianie rumowiskiem,
 - c) dla wyzyskania siły wodnej,
 - d) dla poprawy stosunków zdrowotnych.
- Chodzić nam powinno o to, aby te przekształcenia koryt rzek naszych:

- a) jak najmniej naruszały dotychczasowy stan doliny — bez istotnej potrzeby,
- b) nie zeszpecify wielkiego piękna przyrody naszego kraju,
- c) zmiany te nie były zbyt szkodliwe dla innych ważnych interesów przyrody, lub przynajmniej stwarzały inny równie ważny interes przyrody, w miejsce zniszczonego o małej wartości.

Oczywiście pogodzenie wspomnianych warunków ochrony przyrody z wymogami potrzeb gospodarczych ludności jest często bardzo trudne

i naszą rzeczą powinno być staranie o jak najlepsze rozwiązanie tej kolizji.

Pragnę więc poniżej omówić tę coraz bardziej piekącą u nas sprawę. Muszę zauważyć, że podnoszą się głosy za granicą o uwzględnienie ochrony przyrody przy robotach wodnych. Tak na pierwszej państwowej konferencji¹⁾ w sprawie ochrony przyrody, odbytej 14 listopada ub. r. w Berlinie, jeden z mówców z Westfalii domagał się, aby nie prostowano rzek i nie usuwano krzaków nadbrzeżnych, aby nie przekształcano potoków w prostolinijne, góte rowy, aby wały budowano w takiej odległości, żeby drzewa mogły rósć przy stopie wałów, a krzaki na skarpach i aby koroną wałów dozwolono chodzić, wreszcie aby wszelkie zbiorniki wody, jak stawy i zbiorniki utworzone przez przegrody dolinowe były otoczone drzewami i krzakami.

W r. 1932 szwajcarski Departament spraw wewnętrznych wydał rozporządzenie do rządów kantonalnych, aby organa techniczne uwzględniały w projektach regulacji rzek i potoków oraz zabudowań górskich potoków interesy rybactwa²⁾.

Także w Niemczech wydano w ostatnich latach zarządzenia co do budowli wodnych, mające

¹⁾ Sprawozdania z tej konferencji udzielił mi życzliwie J. M. Rektor Szafer (Nachrichtenblatt für Naturschutz. Neudamm i Berlin. 1936).

²⁾ Schweizerische Fischerei-Zeitung. Berno. 1932.

na celu ochronę i rozwój rybactwa rzeczno, które niżej omawiamy.

Nasza ustawa wodna (z r. 1922) zastrzega w art. 47 ust. (2) p. 6, że warunki pozwolenia na użytkowanie wody mogą nałożyć na przedsiębiorcę obowiązek „założenia i utrzymywania urządzeń, któreby okolice o pięknym krajobrazie mogły uchronić od zeszpecenia, a dały się pogodzić z celem i rentownością przedsiębiorstwa”.

I wśród inżynierów podnoszą się głosy ostrzeżenia przed nadmierną inwazją w piękno przyrody. Oto prof. Politechniki Lwowskiej Dr M. Matakiewicz, pisząc o wyzyskaniu siły wodnej jezior³⁾, oblicza siłę jezior tatrzańskich zaledwie na 3000 KM i dodaje, że przeciw wyzyskaniu tej siły wodnej przemawiają także względy związane z ochroną piękności przyrody.

Przekształcenia łożysk rzek stosowane przez nas dadzą się zgrupować w 3 działy:

a) wytworzenie jednego, regularnego, gładkiego koryta, o spadzie wody zbliżonym do jednostajnego i o chyżościach wody jednostajniejszych i większych od przeciętnych pierwotnych — z powodu zwiększenia gładkości ścian koryta, oraz skrócenia biegu — zamiast kilku niekształtnych ramion o spadach wody bardzo zmiennych i bardzo zmiennych chyżościach wody — małych w zakolach, i większych na przejściach;

b) wytworzenie stopni w dnie rzeki (zamiast równi pochyłej), celem złagodzenia spadu rzeki lub zmniejszenia energii wody;

c) wytworzenie stopni w zwierciadle wody w rzece i utworzenie powyżej stopni mniejszych lub większych zbiorników wody, z pozostawieniem wody w rzece, albo zabranieniem jej częściowym lub zupełnym do kanału roboczego w czasie niskich i średnich stanów.

Do pierwszego działu należą regulacja i obwałowanie rzek oraz częściowo zabudowanie górskich potoków, do drugiego działu korekcja progowa i zapory stosowane w zabudowaniu górskich potoków, a do trzeciej wreszcie grupy — kanalizacja rzek, zakłady o sile wodnej i zbiorniki wody powyżej przegród dolinowych.

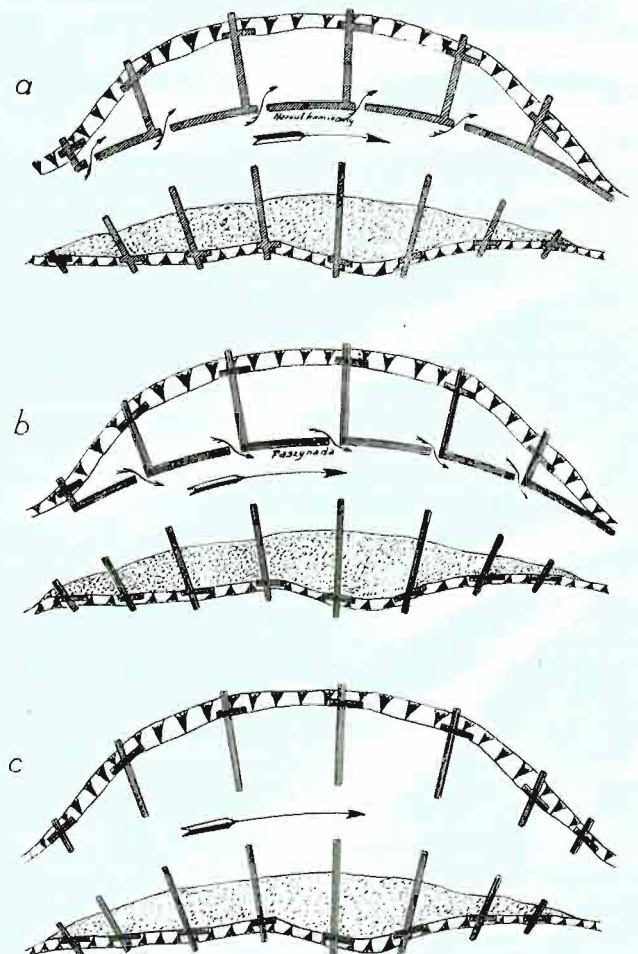
Jak należy zapatrywać się na te przekształcenia łożysk rzek z punktu widzenia ochrony przyrody. Może popatrzmy na działalność ludzką w ogóle w przekształcaniu otaczającej nas przyrody.

Mówimy często o szkodnikach zwierzęcych i roślinnych, mówimy, że człowiek jest największym szkodnikiem przyrody. Ściśle mówiąc nie ma bezwzględnych szkodników w przyrodzie. Tępienie się bowiem wzajemne osobników świata zwierzęcego i roślinnego wynika z prawa równowagi w przyrodzie. Szkodnikami są zwierzęta i rośliny nadmiernie rozmnożone, a w rolnictwie także takie, które są szkodliwe dla hodowli roślin uprawnych i zwierząt domowych. Człowiek jest także częścią przyrody i działalność jego należy włączyć do ogółu przemian, jakim ulega przyroda. Jeżeli więc broni się tylko przed zagładą, jeżeli ulepsza warunki uprawy swych gruntów dla wyżywienia się, poprawia warunki sanitarne swych siedzib, polepsza warunki żeglugi i spławu na rzekach, wy-

zyskuje roztropnie siłę wodną, — to nie można tej działalności uważać jako szkodliwą dla przyrody.

Nie mogą więc razić miłośników przyrody na rzekach tamy faszynowe i z narzutów kamiennych. Nie razią nas schładne, obsiane trawą wały i nie powinniśmy mieć żalu do administracji tychże, że nie da nam sadzić krzaków i drzew na wałach, aby obumarłe korzenie nie wytworzyły kanalików przepuszczających wodę i wzbrania zbyt częstego chodzenia i jeżdżenia wałami, aby nie uległy przez to szkodliwemu i w każdym razie szpetnemu zniekształceniu. Nie będą nas z pewnością raziły nawet bulwary kamienne nad rzekami w wielkich miastach, zamiast brudnych i zaśmieconych skarp pierwotnych. Nie obrażają chyba naszych uczuć estetycznych kształtne rowy osuszające o zielonych skarpach wśród łąk i pól i urządzenia służące do nawodnienia tychże, jak grobelki i słuzy na rowach. Bylebyśmy tylko o tyle przekształcali nasze rzeki i potoki, ile to jest koniecznie potrzebne dla poprawy warunków gospodarczych ludności.

Należy więc projektować regulację tylko tych rzek i potoków niespławnych, które niszczą niepomierne urodzajne grunty, osady i komunikacje, opuszczając odcinki, co do których spodziewamy się, że będą się nadal dobrze utrzymywać. Trasę rzeki należy dostosować o ile możliwości do koryta, jakim płynęła tuż przed rozpoczęciem robót regulacyjnych, unikając zbyt licznych przekopów, które także dla żeglugi są uciążliwsze, niż ostrzejsze skrzyty rzeki. Budowle należy ograniczyć do opa-



Rys. 1.

³⁾ Prof. Inż. Dr Maksymilian Matakiewicz i Inż. Dr Michał Mazur — Zasady wyzyskania sił wodnych. Pomiary i obliczenia wodne. Lwów, 1936.

sek i kierownic z poprzeczkami po brzegach wklęsłych i do ostróg po brzegach wypukłych, a nawet do ostróg po obu brzegach, jeżeli spodziewamy się, że mogą wystarczać (rys. 1 a, b, c).⁴⁾

Czasem jednak, tak ograniczone roboty regulacyjne nie odniosłyby zamierzonego skutku i co gorsza uległyby wkrótce zniszczeniu przez większą wodę. Są np. potoki nizinne, które przesunawszy w ciągu wieków powoli swe łożysko pod stok lub namuliwszy własne łożysko, nie płyną najniższymi punktami i nie odwadniają należycie swej doliny. Są także potoki górskie, które spływając ze stromego stoku do doliny recipienta mają tam koryta albo ujęte nieregularnymi hałdami rumowiska wyrzuconego przy czyszczeniu i wzniesione ponad powierzchnię przylegających gruntów, albo płytkie i wijące się w ostrych skrętach.

W pierwszym wypadku przy każdej nieco większej wodzie, potoki te wylewają, zasypując grunty nadbrzeżne rumowiskiem, w drugim odbijając wodę od brzegu do brzegu, niszczą wszelkie budowle ubezpieczające, zrywają brzegi i zalewają grunty nadbrzeżne.

Takie potoki należy radykalnie sprowadzić do naturalnego położenia, a to przez przełożenie w najniższe punkty doliny, przez sprostowanie i należyte pogłębienie koryta.

Kanalizacja rzek powoduje znaczne ich przekształcenie, ale za to zwiększa lub wskrzesza ruch statków na nich.

Wielkie zbiorniki wodne utworzone powyżej przegród dolin nie szpecą tych dolin, o ile same przegrrody nie odbijają rażąco od swego otoczenia i nie burzą jego malowniczego stanu. Tak np. przegroda zeszpeciłaby zapewne dolinę Czarnego Dunajca w Kościeliskach lub dolinę Dunajca w Czorstynie.

Największej przemiany doznają łożyska rzek z powodu budowy zakładów o sile wodnej. Nie tylko bowiem tworzymy stopnie w zwierciadle wody, ale często prowadzimy kanały wzdłuż rzeki i zabieramy do nich wodę, a nad brzegami budujemy tam liczne fabryki, których budynki odbijają nieraz rażąco od pięknego krajobrazu doliny. Należy w tych warunkach dokładnie zbadać rentowność projektowanego zakładu, a w razie decyzji budowy zakładu, starać się w myśl powołanego przepisu ustawy wodnej ochronić okolicę od zszpecenia.

Ileż zakładów wyzyskujących siłę wodną zbudowano w Szwajcarii, której piękno przyrodzone opiewają poeci całego świata — nie wyłączając naszych! Ale — co prawda — Szwajcarii brak węgla i ropy, a rzeki i potoki spływając z gór pokrytych lodowcami dają stale wielką siłę, Alpy zaś są tak wielkie, że dzieła ludzkie wyglądają znikomo małe.

Jakże licznym przekształceniom uległo łożysko owego w legendach opiewanego Renu! Jakże zostało uchwycone tamami regulacyjnymi i bulwarami, ileż z niego wychodzi kanałów i ileż tam zakładów wyzyskujących jego siłę. Na granicy alzacko-badeńskiej jeszcze na początku ubiegłego stulecia łożysko Renu składało się z licznych i krętych a zmiennych ramien, a stare wały ochronne ulegały często zniszczeniu, podczas wezbrań. Wskutek ro-

bót regulacyjnych i obwałowania wykonanych w latach 1840—1880, zwiększył się spad wody i Renu pogłębił się tak, że pod Istein wytworzył się szypot z dwóch ławic wapiennych. Różnica zwierciadła wody powyżej i poniżej tego szypotu wynosi już 2 m, a chyżość wody 4 do 5 m/s., co bardzo utrudniało, a z czasem uniemożliwiłoby poważną żeglugę, jaka tam istnieje. Postanowiono więc wybudować Wielki Kanał Alzacki między Bazyleją a Strassburgiem 111 km długi, który ma służyć dla żeglugi, a na 8 stopniach będzie wyzyskana siła wodna⁵⁾. Pierwszy dział ze stopniem pod Kembs (5 km poniżej Istein), już oddano do użytku w r. 1933.

Powiedzieliśmy, że przebudowa łożysk rzek nie powinna szkodzić innym ważnym interesom gospodarczym przyrody. Otóż nad rzekami i w nich samych żyje świat roślinny i zwierzęcy, tworząc z nimi jedną całość organiczną. Przez wprowadzenie przez nas zasadniczych zmian w łożysku rzeki, może grozić temu światu zagłada. Powinniśmy dołożyć starania, aby ujemne pod tym względem skutki robót jak najbardziej złagodzić lub przynajmniej zastąpić interes przyrody, który skazujemy na zagładę innym równie dobrym.

W terenie inundacyjnym rzek rosną nieraz grupy drzew, które zawadzają wodzie w czasie wezbrania. Trzeba je wyciąć. Jeżeli jednak piękne stare drzewa rosną u stopy wału lub przy stoku, a pozostaje dostatecznie szeroki wolny przekrój dla przepływu wielkiej wody, to można je pozostawić. Z drugiej strony należy przestrzegać zakazu sadzenia drzew w dokładnie oznaczonym terenie, a uniknie się w przyszłości ich wycinania.

Rozległe szutrowiska nad rzekami górskimi znikają po regulacji, zamieniając się na kępy wikliny, a gołe stoki zabudowanych potoków górskich zostają starannie zalesione. Bagna nad brzegami rzek nizinnych porośnięte kwaśnymi trawami, pełne dzikiego ptactwa, ulegają osuszeniu, zmieniając się na pola uprawne lub łąki, wśród których w wielu większych gospodarstwach właściciele urządzają małe zagajniki dla ochrony zwierzyny.

Wskutek uregulowania rzeki zwiększa się chyżość wody, a przez to zwiększa się grubość ziarn rumowiska, wyścielającego łożysko, a tym samym zmienia się jakość podłoża dla roślin i zwierząt podwodnych.

Najwięcej niedogodności powodują nasze roboty wodne dla ryb, których byt jest ważny dla nas nie tylko z uwagi na ochronę przyrody, ale także ze względów gospodarczych.

Prof. U. J. Dr M. Nowicki wyliczył pięćdziesiąt kilka gatunków ryb żyjących w wodach Małopolski i podzielił dorzecze Wisły na krainy typowych ryb, a mianowicie: 1) p s t r a g a, 2) b r z a n y, 3) l e s z c z a, 4) k a r a s i a.⁶⁾

⁵⁾ L'Usine hydroelectrique de Kembs-Premier échelon du Grand Canal d'Alsace. Miluza-Dornach. 1932.

Jacque Dumas: L'Usine hydroelectrique de Kembs sur le Rhin et la premiere étape du Grand Canal d'Alsace. Le Génie Civil. Paryż. 1932.

Inż. J. Beuteführ i Inż. H. Blattner: Bemerkenswerte Einzelheiten am Rhein-Stauwehr für das Kraftwerk Kembs. Schweizerische Bauzeitung, Berno 1935 (gdzie podano także poprzednie zeszyty tego czasopisma zawierające referaty dotyczące Kembs).

⁶⁾ Dr M. Nowicki. Ryby i wody Galicji. Kraków. 1880. Ten sam: Krainy rybne Wisły. Kraków. 1882.

⁴⁾ A. Rożański: Bawarskie zasady regulacji rzek górskich. Czasop. Roboty Publiczne. Warszawa. 1920.

K r a i n a p s t r a g a obejmuje — według niego — źródłowe potoki rzek o dnie kamienistym i żwirowatym, płytkie, z wodą twardą, zimną i czystą. Żyją tam pstrągi, łosoś, śliz, głowacz, strzebla, lipień, brzana, kiełb, klonek, piekielnica czyli szweja, świnka, minożek, węgorz.

Prof. U. J. Dr T. Spiczakow dzieli tę krainę na dwie tj. na krainę pstrąga (ze ślizem, głowaczem, szczeblą) i na krainę lipienia (z kleniem, jalcem, brzana, świnką)⁷⁾.

K r a i n a b r z a n y leży poniżej krainy pstrąga w średnim biegu rzeki, gdzie ona ma prąd jeszcze wartki, wodę twardą i czystą, dno żwirowe i miejscami piaszczyste. Żyją w niej oprócz ryb krainy pstrąga — brzana, miętus, kózka, siekierka, ukleja, jelec, okoń, szczupak, cyrta, karp, lin, płotka, czerwionka, kiełb, jazgar. Na Wiśle kraina ta rozciąga się od Skoczowa do miejscowości Strumień na Śląsku.

K r a i n a l e s z c z a obejmuje dolny bieg rzeki, więc Wisłę od miejscowości Strumień do ujścia do morza i oprócz ryb zamieszkujących górne krainy żyją w niej leszcz, krąp, sum, beleń, błyskotka czyli owsianka, jesiostr, sandacz, jaź, a poniżej ujścia Sanu także flonderka, siniec, ciosa czyli koza, cierniczek, stynka, finta, minog rzeczny i minog morski.

K r a i n ą k a r a s i a, piskorza, lina i ryb z krain wyżej wymienionych są stare koryta i stawy wzdłuż Wisły.

Z dopływów Wisły—górskie są wodami pstrągowymi, inne brzanowymi i leszczowymi.

Według podziału rybnego potokami źródłowymi Skawy są jej dopływy Skawica i Bystrzanka, które są krainą pstrąga, a nie Spytkowianka, jak podaje geografia, gdyż Spytkowianka zawiera ryby krainy leszcza. Podobnie Mszanka jest głównym ramieniem Raby, Stryj — Dniestru, Czeremosz — Prutu, Inn — Dunaju itd.

Podział rzek na biegi górny, środkowy i dolny jest także odmienny niż u hydrografów, jak to widzimy na Wiśle, która według rybostanu zmienia bieg swój górny na środkowy w Skoczowie, a środkowy na dolny w Strumieniu, gdy hydrografia liczy bieg górny do ujścia Sanu, a środkowy do ujścia Bugu lub Brdy (kanał bydgoski).

Jak wiadomo dzielimy ryby na stałe i wędrownie.

Ryby stałe — jest ich niewiele i o małej wartości gospodarczej, jak śliz, głowacz — nie odbywają większych wędrówek, ograniczając się do poszukiwania pożywienia na długości kilku km rzeki.⁸⁾

Ryby wędrownie dzielą się znów na wędrowce morskie, jak łosoś, troć, jesiostr i węgorz i wędrowce rzeczne, jak pstrąg, brzana, kleń, świnka, czeczuga.

Ryby te odbywają według prof. Spiczakowa czworakie wędrówki⁹⁾: 1) g ł o d o w e, 2) g ł o

d o w e, 3) z i m o w e, 4) k o m p e n s a c y j n e.

Wędrówki g ł o d o w e odbywają ryby w poszukiwaniu odpowiednich tarlisk, przy czym są już dojrzałe lub dojrzewają w czasie wędrówki, oraz nie pobierają pokarmów. Wędrowce morskie jedne, jak łosoś, troć, jesiostr płyną z morza na tarło do górnych biegów naszych rzek, a drugie, jak węgorz spływają do morza na tarło.

Wędrówki g ł o d o w e są powodowane poszukiwaniem żerowisk. Dla wędrowców morskich wylęgniętych na tarliskach rzecznych przesunięcia te sięgają do morza, a dla węgorzy z morza w górę rzek. Przesunięcia głodowe ryb słodkowodnych mierzą według Steinmanna (Szwajcaria) 25 — 30 km¹⁰⁾, a według badań komisji szwajcarsko-badeńskiej nawet 70 do 80 km w ciągu lata.¹¹⁾

Wędrówki z i m o w e odbywają ryby podążając na leżą zimowe do miejsc głębszych w rzece i o spokojnej wodzie.

Ciekawe są wędrówki k o m p e n s a c y j n e. Przy wyższych stanach prąd wody znosi ryby, przesuwając je w krainę mniej dla nich korzystną. Gdy więc woda opadnie, ryby podążają z powrotem w górę rzeki do warunków odpowiednich dla siebie. W ten sposób przyroda zapobiega depopulacji ryb w górnym biegu rzeki, i przerybieniu w dolnym biegu.

Wreszcie ryby można podzielić na lepsze i gorsze pływaki. Bada się więc, jaka jest największa chyżość wody, przeciwko której ryba może się jeszcze utrzymać w miejscu. Badania Schmassmanna (Szwajcaria)¹²⁾ i Kreitmanna (Francja)¹³⁾ wykazały następujące chyżości:

Nazwa ryby	Największe chyżości wody w m/s	
	Schmassmanna (Szwajcaria)	Kreitmanna (Francja)
Pstrąg		4.10
Łosoś	2.05	2.70—8
Brzana	1.53—2.14	2.20—2.40
Kleń	1.19—2.14	1.75—2.70
Świnka	1.32—1.96	3.50
Leszcz		0.65
Okoń		0.60
Ukleja		0.60
Lin		0.50
Szczupak		0.45
Karp		0.40

Co do łososa, to badania przepławek szkockich przeprowadzone przez Kreitmanna wykazały, że chyżość wody w nich — pomimo bardzo korzystnych warunków rzek szkockich dla wędrówki

¹⁰⁾ P. Steinmann. Aarau - Weitere Untersuchungen über die Wanderungen unserer Flussfische. Schweizerische Fischerei Zeitung. 1926.

¹¹⁾ Dr W. Schmassmann (Liestal). Die Wirksamkeit der verschiedenen Fischauftstiegsvorrichtungen an Stauwehren, ihre Notwendigkeit und Anwendungsmöglichkeit im Einzelfalle. Schweizerische Fischerei-Zeitung, Berno. 1930.

¹²⁾ Zur Konstruktion von Fischpässen nach dem Bekkensystem. Sprawozdanie Komisji dla przepławek rybnych. Rozdział A i C Dr W. Schmassmann. Liestal, Rozdział B — Prof. Meyer-Peter, Zurych. Schweizerische Fischerei-Zeitung, Berno, 1932.

¹³⁾ L. Kreitmann. La vitesse de nage des poissons. Orlean. 1933.

⁷⁾ Dr Teodor Spiczakow: Biologiczne podstawy budowy przepławek dla ryb na zaporach dolinowych. Przegląd Rybacki. Warszawa. 1936.

⁸⁾ przypisek 7).

⁹⁾ przypisek 7).

łososia wynosi od 1.00 do 3.40 m/s, a dobra średnia wynosi 1.80 m/s.

Jak widzimy dobrymi pływakami są pstrąg, łosio, brzana, kleń, świnka, a słabymi leszcz, okoń, ukleja, lin, szczupak, karp.

Dla naszych rozważań najważniejsze są następujące ryby: pstrąg, łosio i troć, lipień, brzana, leszcz, sandacz, szczupak i węgorz.

Najwięcej kłopotu sprawia nam łosio ze swą odmianą trocia.

Łosio lęgnię się na tarliskach w Sole, Skawie, Rabie i Wisłocie, a troć (jedna z najpiękniejszych odmian w Europie) głównie w Dunajcu powyżej Nowego Sącza aż poza Nowy Targ, dochodząc przy wyższych stanach wody w Białym Dunajcu aż do Poronina, a w Czarnym Dunajcu aż po dolinę Kościeliską.¹⁴⁾ Jako tarliska obiera sobie płytkie miejsca w rzece (0.50 — 1.00 m wody) o dnie żwirowym. Narybek przebywa w rzece 2—3 lata po czym mając 14 — 18 cm długości spływa do morza. Tam przebywa 2 — 4 lata, osiąga długość 1 m i wagę kilku kg, po czym jeszcze niedojrzały płciowo wraca z powrotem do Wisły w miesiącach od października do grudnia, a może także w drugim okresie, tj. na wiosnę w marcu i kwietniu w ciągu 1 roku, a nawet w dłuższym czasie zdąża do tarlisk, odległych przeszło 1000 km, nieodżywiając się. Nic dziwnego, że przychodzi na tarło w małych grupach, bardzo zmęczony i bardzo płochliwy. Ciekawą jest właściwość łososia. Otóż wraca on do tej samej rzeki, w której się urodził.

Jest to jedna z najcenniejszych ryb naszych. Według prof. Siedleckiego wartość połowów morskich łososia i troci wynosi 1.250.000 zł rocznie, co przedstawia kapitał około 25 milionów zł, a w razie zaniku pojawiania się jej u nas, około 200 rodzin rybackich straciłoby utrzymanie.

Co do zastąpienia tarła sztucznym wylęgiem, to jest ono możliwe u pstrągów, natomiast u łososia sztuczny wylęg może tylko uzupełnić tarło, ale zdaje się nie jest w stanie całkowicie go zastąpić.

Węgorz lęgnię się w Oceanie Atlantyckim, stąd w trzecim roku jako narybek wpływa do Wisły, dochodzi do górnego biegu Wisły i jej dopływów, a po 5—20 latach wraca jako dorosły do morza, gdzie po tarle ginie¹⁵⁾.

Przekształcając łozyska rzek musimy mieć wzgląd na warunki życia ryb, a więc umożliwić im tarło przez pozostawienie odpowiednich płytkich miejsc, urządzić im schronisko na czas wielkiej wody i zimy oraz umożliwić potrzeba im swobodę ruchów w rzece¹⁶⁾.

Jak już wspominałem na początku niniejszego referatu wydano w Niemczech w ostatnich latach zarządzenia co do ochrony i rozwoju rybactwa w rzekach uregulowanych. W szczególności państwowe i pruskie Ministerstwo Komunikacji wy-

dało w roku 1935 instrukcję¹⁷⁾, w których poleca stosowanie następujących środków technicznych:

a) Co do starych (tj. odciętych koryt rzecznych):

1. rozszerzenie i pogłębienie ujść starych koryt,
2. doprowadzenie do nich świeżej wody,
3. częściowe wybagrowanie starego koryta, aby zapobiec postępującemu zamuleniu,
4. usunięcie silnego zarośnięcia,
5. zasadzenie — w miarę braku — trzciny i traw słodkich,
6. umożliwienie połowów przez wytworzenie miejsc odpowiednich do zaciągania sieci.

b) Co do miejsc pomiędzy brzegiem a tamami czyli zatami:

Dla rybactwa są pożyteczne zatamia, do których woda dopływa stale nawet przy niskich stanach, gdyż są bogate w pożywienie dla ryb i są dobrym miejscem dla połowów. Takie odpowiednie zatamia należy bagrować w miarę zamulania. Instrukcje zalecają pozostawienie otworów w kierownicy (najczęściej w dolnej części). Czy byłoby celowe, jak to ze strony rybaków jest zalecane, wykonanie dwóch otworów w kierownicy tj. w górze i w dole. pozostawiają instrukcje doświadczeniom.

Zdaniem instrukcji, gdy rzeka jest już ujęta budowlami regulacyjnymi nie należy dążyć do zupełnego zamulenia zatami, jak to dawniej robiono, gdyż przez to przyspiesza się spływ wody. Zamulenie zatami jest pożądane tylko o tyle, o ile to do utrzymania budowli jest potrzebne.

Co do wyrzucania w zatamia materiału wydobytego z koryta rzeki pogłębiarkami, to należałoby to robić wzdłuż brzegów, tam gdzie one ulegają jeszcze obrywanu, a w ogóle deponować ten materiał tam, gdzie najmniej szkody będzie dla rybactwa.

c) Co do samego łozyska uregulowanej rzeki.

Instrukcje zalecają pozostawienie kilkaset metrów długich, jednostajnie łagodnie pochyłonych odsypisk żwiru i piasku niebagrowanych i niezanieczyszczanych. oraz szutrowisk na silnym prądzie, jako tarlisk tudzież miejsc łatwych połowów węgorzy płynących do morza.

Ponieważ w cofce jazowej osiadają chętnie ryby lubiące spokojniejszą wodę, a w czasie wyż-

¹⁴⁾ Inż. St. Zarnecki. Z życia łososia. Przegląd rybacki. Warszawa. 1929.

Ten sam: Migracja małych troci dunajcowych z tarlisk do morza. Przegląd Rybacki. 1937. Ten sam: On the migration of Young Sea Trouts of the River Dunajec from the Spawning Places to the Sea. Biuletyn Polskiej Akademii Umiejętności. 1936.

¹⁵⁾ St. Sakowicz. Węgorz. Biologia i zarys produkcji. Warszawa. 1930.

¹⁶⁾ Inż. M. Czerwiński. Budowle wodne, a gospodarstwo rybne. Inżynieria Rolna. Warszawa. 1929.

¹⁷⁾ 1. Erlass des Reichs — und Preussischen Verkehrsministeriums, betr. wasserbauliche Massnahmen zur Erhaltung und Förderung der Binnenfischerei an den Reichswasserstrassen.

2. Richtlinien zur Wahrung der Belange der Strom — und Flussfischerei.

3. Zusammenfassende Niederschrieft über die wasserbaulichen Forschungen zugunsten der Fischerei, die auf Grund umfangreicher Bereisungen und Besprechungen mit Berufsfischern und Oberfischmeistern zusammen gestellt worden ist.

Co do szczegółów patrz referat: Fischerei und Wasserbau. Eine grundsätzliche Klärung für die weitere Zusammenarbeit. Fischerei-Zeitung. Neudamm. 1935—1936.

szych stanów lub pochodu lodów jaz jest otwarty i ryby te tracą swoje schronisko, przeto jest wskazane urządzenie dla nich osobnego schroniska tuż powyżej jazu w starym korycie, zatamiu itp. gdzieby się mogły schronić, gdy jaz będzie otwarty.

Zwiększenie ilości wody w rzece przy niskich stanach przez dopływ wody ze zbiorników utworzonych za przegradami dolinowymi jest dla rybactwa korzystne.

Wreszcie instrukcje zalecają ściśle porozumienie w tych kwestiach urzędników administracji wodnej ze sferami rybackimi.

Znoszenie bocznych ramion i wytwarzanie jednego koryta rzeki może być korzystnym dla ryb, jeżeli w czasie niskich stanów jest zbyt mało wody w rzece. W ten sposób będą mogły ryby znaleźć odpowiednie miejsce na tarliska, oraz na schrony w czasie wielkiej wody i na zimę.

Ponieważ przez regulację rzeki zwiększamy spad i chyżość wody, oraz zwiększamy grubość ziarn rumowiska wyścielającego łożysko rzeki, przeto zmieniamy warunki życia ryb i należałoby zbadać, czy i o ile jest wskazane przejście do górniejszej grupy ryb.

W ciągu przeszło 50 lat od czasu, kiedy pracował nad tymi zagadnieniami prof. Nowicki przeprowadzono na rzekach małopolskich bardzo wiele robót regulacyjnych, byłoby przeto wskazane zbadać, czy nie zachodzi potrzeba nowego podziału rzek na krainy rybne dostosowane do obecnego stanu tych rzek.

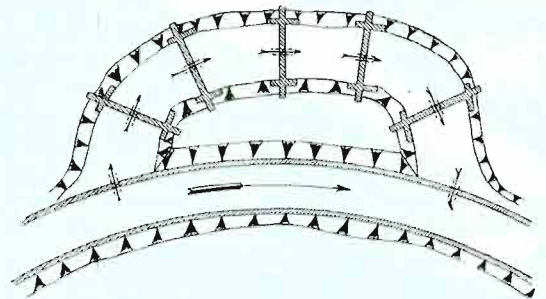
Jeżeli zaś chcemy utrzymać pewne gatunki ryb w potokach i rzekach uregulowanych, powinniśmy tak zaprojektować roboty, aby chyżość wody nie przekraczała, a raczej nie dochodziła do chyżości granicznych, za wyjątkiem oczywiście wielkich wód, w czasie których ryby przebywają w schroniskach.

W potokach więc górskich, jeżeli chcemy hodować tam pstrągi, chyżość wody nie powinna przekraczać 4 m/s., w rzekach górskich ze względu na łososia i brzanę chyżość może dochodzić 1.80 m/s., a w dolnym biegu rzek w krainie leszcza zaledwie 0.65 m/s.

W interesie ochrony ryb leży, o ile to nie jest bezwzględnie konieczne dla należytego utrzymania się rzeki lub dla żeglugi, niewytwarzanie z niej zbyt regularnego kanału, lecz ujęcie jej łożyska tamami równoległymi z poprzeczkami na brzegach wklęsłych, a samymi ostrogami na brzegach wypukłych, a nawet obustronnie samymi ostrogami, jak to już wyżej przedstawiliśmy, ze względu na ochronę piękna przyrody. Zarazem należy pozostawić wpusty do głębszych zatami (w tamach faszynowych muszą być zrobione powyżej poprzeczki a w tamach kamiennych mogą być także poniżej poprzeczki (rys. 1 a, b). Również w zamknięciach odciętych koryt należy założyć przepusty z rur betonowych lub drewnianych skrzynek, które by umożliwiały rybnom wpływanie do starych koryt i odpływanie z nich (rys. 2).

Wiadomo, że dobre drogi wodne nie powinny mieć średniej chyżości większej niż 0.6 m/s, a rzeki niespławne i niezeglowne mogą mieć dość szeroką trasę, aby nie miały nadmiernych chyżości, wyma-

gających silniejszego ubezpieczenia brzegów. Cele zatem regulacji rzek nie kolidują zasadniczo hodowli ryb. Przez kanalizację rzek, przez budowę zakładów o sile wodnej bez osobnych kanałów doprowadzających wodę do turbin i przez budowę przegrad dolinowych ze stałymi zbiornikami wodnymi zmniejszamy znacznie chyżość wody powyżej jazu względnie przegrady. Tam należy także zmienić rybostan. O ile zaś zabieramy wodę kanałem z rzeki do zakładu o sile wodnej, należy przecież pozostawić pewną minimalną ilość wody w rzece, aby umożliwić tam pobyt rybnom i aby koryto nie przemieniło się w suchnące i niezdrowe bagno. I tak wspomniany wielki kanał Alzacki na swym pierwszym dziale 6,7 km długim posiada spad taki, że średnia prędkość wody nie przekracza 0,70 m/s. Kanał pobiera z Renu 850 m³/s wody, pozostawiając w rzece co najmniej 50 m³/s. Ren prowadzi tu przy niskim stanie 380 m³/s. wody, 1000 m³/s. w ciągu 6 miesięcy, doroczna wielka woda wynosi 2400 m³/s., a katastrofalnie wielka (1876 r.) — 6000 m³/s.



Rys. 2.

Ponieważ (jak wspomniałem wyżej) wędrowce śródkwodne robią podróże wynoszące 25–30 km, a nawet 70–80 km w ciągu lata, przeto tyleż mogą wynosić przestrzenie rzeki przedzielone przeszkodami nie dającymi się przebyć przez te ryby. Według Steinmanna⁽⁸⁾ i Kreitmanna⁽⁹⁾ wpływ jazu na wędrowkę ryb sięga 30–40 km w górę i w dół rzeki. Niskie (do 0,20 m) progi korekcji progowej w potokach górskich oraz niskie (do 0.50 m) jazy stałe mogą pokonać łatwo ryby krainy pstrąga i niektóre z krainy brzany.

Przegrady dolinowe zbudowane dla zapobiegania powodziom, więc bez stałego zbiornika powyżej przegrady nie wymagają przepławek, gdyż ryby mogą je mijać otworami przeznaczonymi do odpływu wody. Różnica będzie ta, że zamiast wysokiej, ale krótkotrwałej wielkiej wody, będą miały niższą, ale dłużej trwającą wielką wodę. Byłoby tylko wskazane tak dobrać otwory odpływowe, aby chyżość wody przy stanach, przy których ryby mają wędrować, nie przekraczała wyżej podanych.

Dla wszystkich ryb oprócz węgorza są stoso-

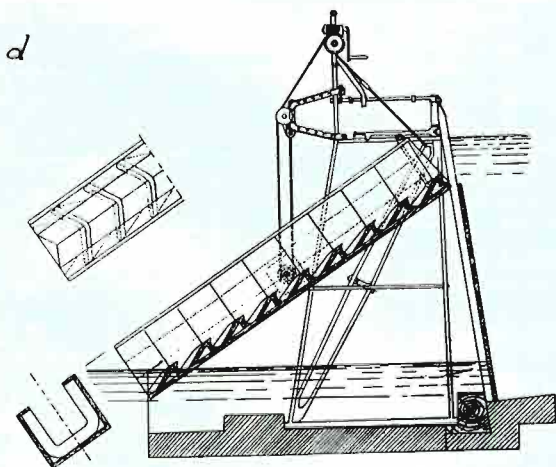
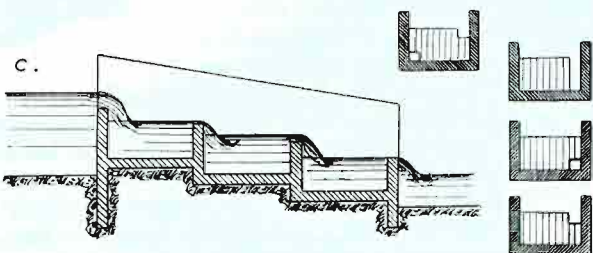
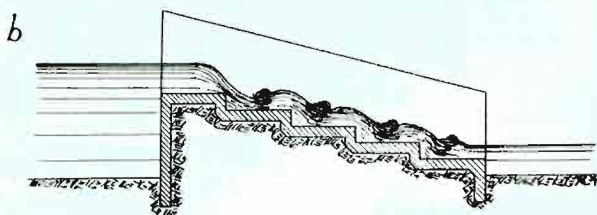
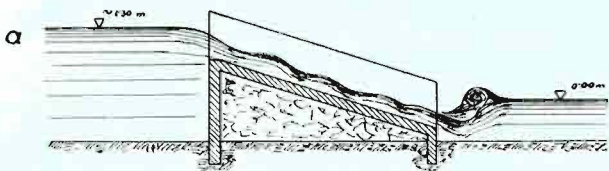
⁽⁸⁾ Przepisek ⁽¹⁰⁾.

⁽⁹⁾ L. Kreitmann: Les passes à poissons. W sprawozdaniach VII Kongresu międzynarodowego rybactwa w Paryżu. 1931.

Ten sam: Le franchissement des installations, hydro-electrique par les poissons. W sprawozdaniach Kongresu międzynarodowego oceanografii, hydrografii morskiej i rzecznej. Orlean, 1931.

wane następujące systemy przepławek²⁰⁾ (rys. 3, a-f).

- a) rynna pochyła bez stopni,
- b) rynna pochyła ze stopniami,
- c) rynna bez stopni lub ze stopniami oraz z przeszkodami:
 1. otwartymi,
 2. zamkniętymi (przepławka komorowa z wycięciami),



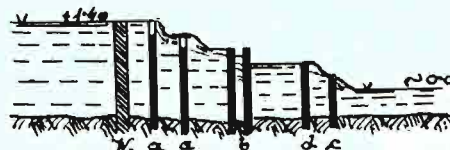
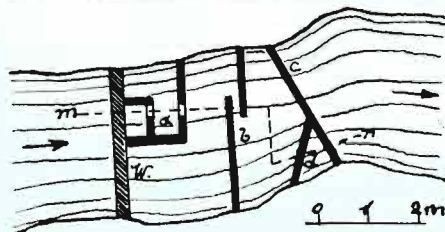
Rys. 3 a, b, c, d.

- d) rynny z prądem przeciwnym,
 - e) szereg jazów coraz niższych,
 - f) śluza Reckena.
- Z badań nad racjonalnym kształtem przepławek należy wymienić badania przeprowadzone w r.

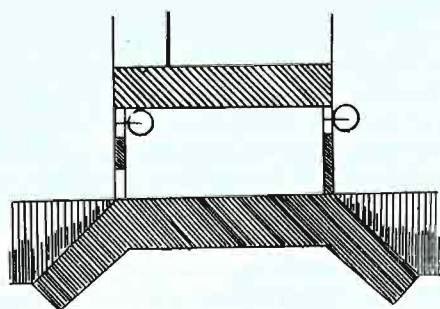
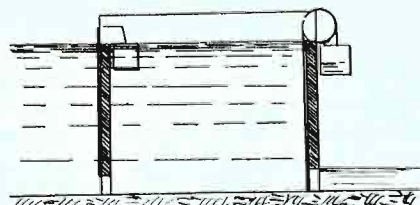
²⁰⁾ Dr Frischholz. Anlage und Betrieb von Fischpässen. Handbuch der Binnenfischerei Mitteleuropas. Tom VI.—1—Stuttgart. 1924.
Th. Rehbock, K. E. Hilgard i P. Gerhardt. Wehre und Fischwege. III. Teil des Handbuches der Ing.-Wissenschaften, II. Band, 1. Abt. Lipsk—1912.

1926 przez szwajcarsko-badeńską Komisję rzeczoznawców dla rybactwa w górnym Renie²¹⁾. Według tych badań najodpowiedniejszą jest przepławka komorowa ze stopniami i z wycięciami u góry i u dołu. Ponieważ pstrągi tęczowe i brzany, na których badania przeprowadzono, mogą pokonać chyżość wody $v = 1.80 \text{ m/s}$, zatem wysokość stopni w przepławkach nie powinna przekraczać $h = \frac{v^2}{2g} = 0.166 \text{ m}$, a dla słabszych pływaków nawet $h = 0.15 \text{ m}$.

Dla wycięć w przegródkach okazał się najodpowiedniejszy przekrój prostokąta (wyższego niż szerszego). Wycięcia te powinny być coraz to mniejsze, licząc z góry w dół. Przegródki powinny być cienkie i o brzegach ściętych zaokrąglonych (rys. 4). Wycięcia górne i dolne najlepiej umieścić w liniach falistych (rys. 5). Większe głębokości wody w przepławkach są korzystne.



Rys. 3 e.

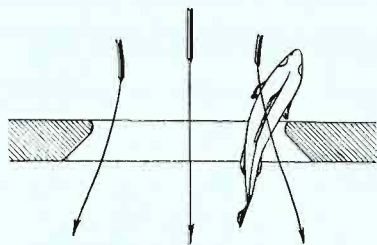


Rys. 3 f. Śluza Reckena.

Ze względu na znaczne chyżości wody w nurcie takich rzek, jak Ren i Aara (3—4 m/s) jest wskazane umieszczenie przepławek przy brzegach, przy których ryby chętnie tam wędrują.

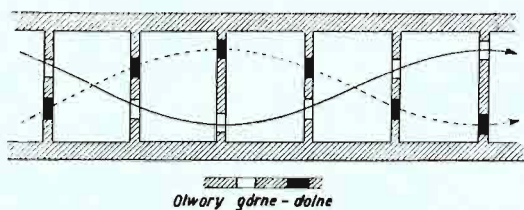
²¹⁾ Dr W. Schmassmann. Liestal. Messungen über den Formwiderstand der Fische bei verschiedenen Wassergeschwindigkeiten und seine Berücksichtigung beim Bau der Fischpässe. Schweizerische Fischerei-Zeitung. Berno. 1928.

Żądanie rybaków, aby wylot przepławki był umieszczony blisko jazu, da się uwzględnić bez osłabienia przyczółków jazu w ten sposób, że prowadzimy przepławkę od wylotu w dół, a uzyskawszy wysokość taką, że zacięcie brzegu nie będzie niebezpieczne dla przyczółka, zwracamy przepławkę w górę rzeki.



Rys. 4.

Przy jazie zakładu w Kembs (o 5 otworach po 30 m światła zamkniętych podwójnymi zasuwami o wysokości łącznej 12 m piętrzącym 9 m wysoko małą wodę Renu) wykonano 2 przepławki dla ryb, mianowicie komorową ze stopniami o przegródkach z wycięciami górnym i dolnym i wyciąg mechaniczny. Obie przepławki znajdują się przy brzegu lewym (francuskim).



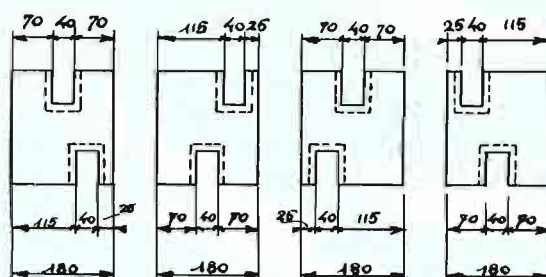
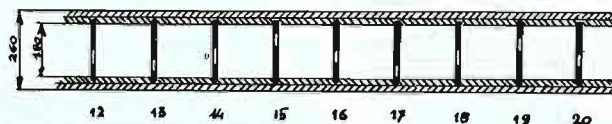
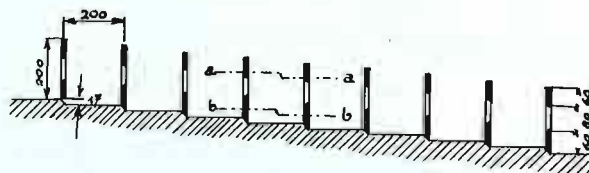
Rys. 5.

Przepławkę komorową zaprojektowała w r. 1930 firma Locher et C-ie w Zurychu, opierając się na wynikach wspomnianych wyżej badań Komisji szwajcarsko-badeńskiej, oraz na wynikach badań modelowych, przeprowadzonych w zakładzie doświadczalnym dla budownictwa wodnego prof. Meyera-Petera na Politechnice w Zurychu²²⁾.

Komory są wykonane ze ścian Larsena, mają szerokość 1.80 m, długość 1.90 m i głębokość wody 2 m, a wysokość stopni 16 cm. Nachylenie przepławki wynosi około 9‰, długość 140 m. Wycięcia górne i dolne są 0.40 m szerokie i 0.60 m wysokie. Są usytuowane w liniach falistych symetrycznie do siebie ułożonych, w 4 wariantach (rys. 6). Z wodą górną łączą przepławkę otwory w 9 górnych komorach zamykane (wyjawszy pierwszą z góry) zasuwami samoczynnie poruszonymi, zależnie od stanu zwierciadła wody spiętrzonej jazem. Ogólne usytuowanie tej przepławki jest przedstawione na rys. 7.

De Lachadenède, konserwator wód i lasów w Pau, skonstruował przepławkę z przeszkodami (szykanami) z grubej blachy stalowej w kształcie zygzaków 0.25 do 0.30 m wysokich w odstępach 0.80 m. Przepławki te o szerokości 1.50 m, głębokości wody 0.70 do 0.80 m i nachyleniu około 10‰,

²²⁾ Przypisek 12).



Rys. 6.

z basenami wycoczynkowymi zastosowano na potokach górskich w południowo-zachodniej Francji (rys. 8). Przypominają one konstrukcją przepusty dla tratw systemu inż. Baziki zastosowane w Czechach na skanalizowanej Łabie²³⁾. Konserwator wód i lasów w Paryżu L. Kreitmann, który zwiedził Dunajec w r. 1933 wraz z innymi członkami Komisji Międzynarodowej dla lososia, pod przewodnictwem prof. U.J. Siedleckiego nadesłał mi plany 2 przepławek systemu Lachadenède²⁴⁾ i poinformował, że przepławki te działają bardzo dobrze. De Lachadenède, zainteresowany się doświadczeniami Komisji szwajcarsko-badeńskiej przeprowadził podobne pomiary modelowe dla swej przepławki i otrzymał następujące wyniki²⁵⁾:

Nachylenie przepławki	25‰			15‰		9‰		
Głębokość wody w cm	36	51	93	48	77	42	54	69
Zużycie wody w l/sek	555	1000	2043	800	1090	700	1015	1440
Najmniejsza chyżość wody w przepławce w cm/sek	203	224	303	97	272	166	215	239
Największa chyżość wody w cm/sek	324	407	490	308	390	255	277	329

²³⁾ Sprawozdanie roczne Komisji dla kanalizacji Węławy i Łaby w Czechach.

²⁴⁾ jedna na potoku Gare d'Orthez (spad 4.5 m. długość 53 m), druga na potoku Gave de Pau przy jazie zakładu Castetarbe (spad 5.43 m. długość 56 m — po zniszczeniu przepławki systemu Denila przez kloce niesione przez wielką wodę).

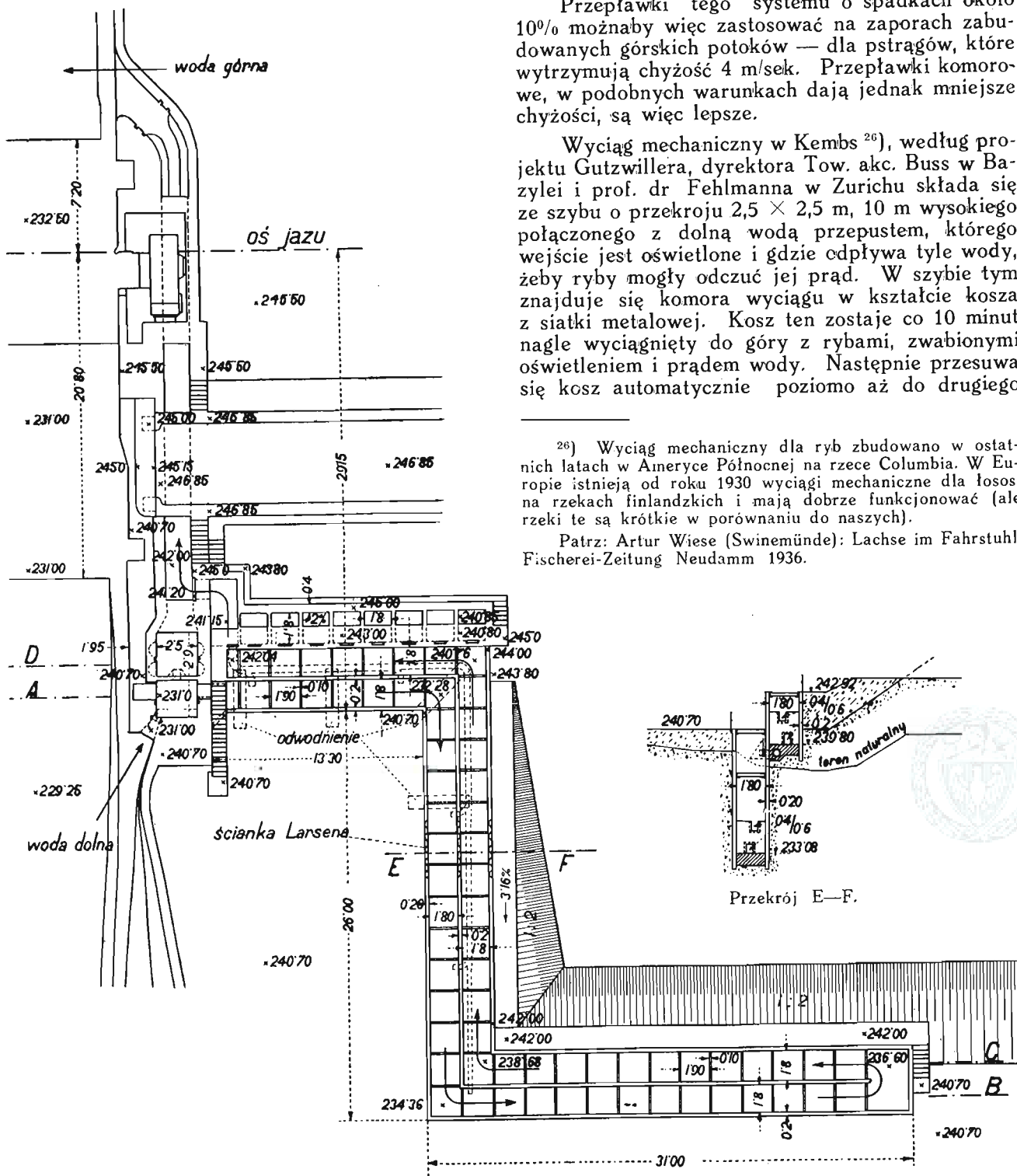
²⁵⁾ Przypisek 12).

Przeplawki tego systemu o spadkach około 10‰ można więc zastosować na zaporach zabudowanych górskich potoków — dla pstrągów, które wytrzymują chyżość 4 m/sek. Przeplawki komorowe, w podobnych warunkach dają jednak mniejsze chyżości, są więc lepsze.

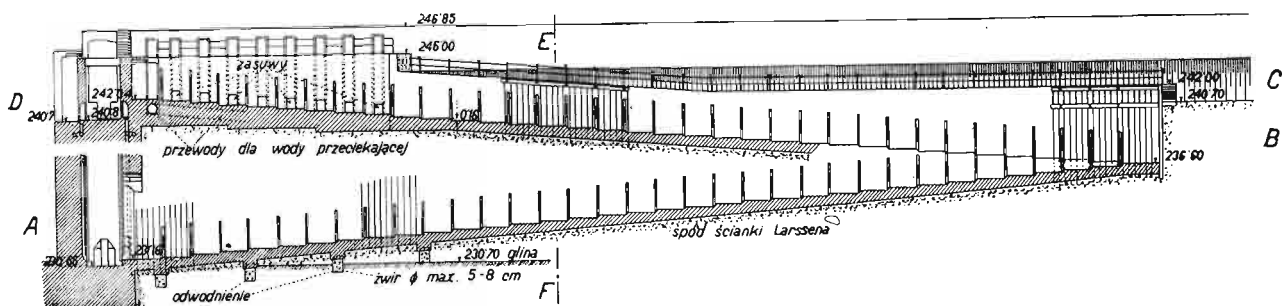
Wyciąg mechaniczny w Kembs²⁶⁾, według projektu Gutzwillera, dyrektora Tow. akc. Buss w Bazylei i prof. dr Fehlmanna w Zurichu składa się ze szybu o przekroju 2,5 × 2,5 m, 10 m wysokiego połączonego z dolną wodą przepustem, którego wejście jest oświetlone i gdzie odpływa tyle wody, żeby ryby mogły odczuć jej prąd. W szybie tym znajduje się komora wyciągu w kształcie kosza z siatki metalowej. Kosz ten zostaje co 10 minut nagle wyciągnięty do góry z rybami, zwabionymi oświetleniem i prądem wody. Następnie przesuwa się kosz automatycznie poziomo aż do drugiego

²⁶⁾ Wyciąg mechaniczny dla ryb zbudowano w ostatnich latach w Ameryce Północnej na rzece Columbia. W Europie istnieją od roku 1930 wyciągi mechaniczne dla łososi na rzekach fińskich i mają dobrze funkcjonować (ale rzeki te są krótkie w porównaniu do naszych).

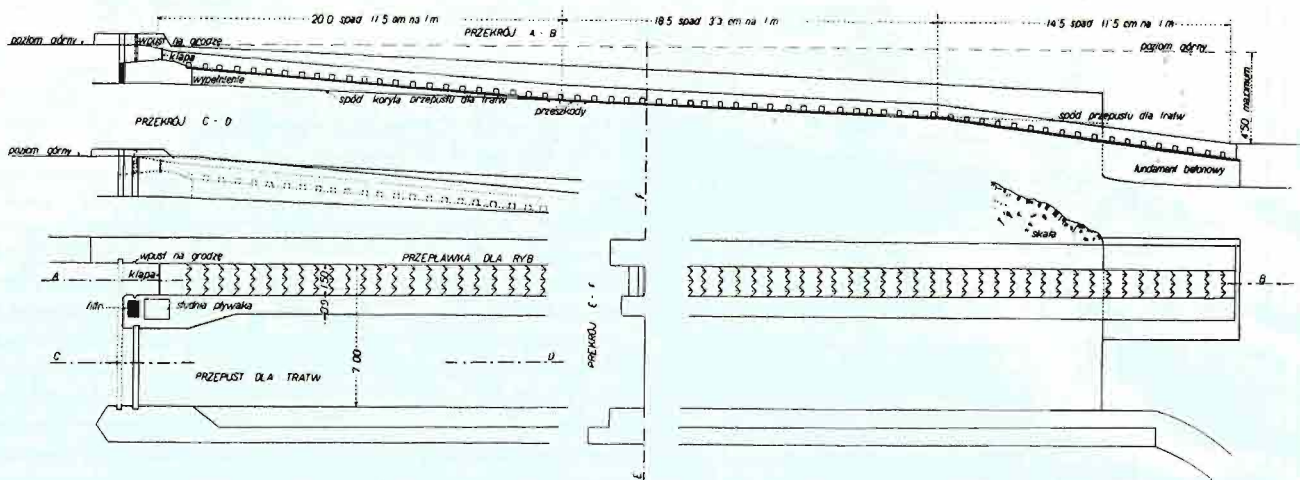
Patrz: Artur Wiese (Swinemünde): Lachse im Fahrstuhl. Fischerei-Zeitung Neudamm 1936.



Rys. 7. Przeplawka komorowa w Kembs.

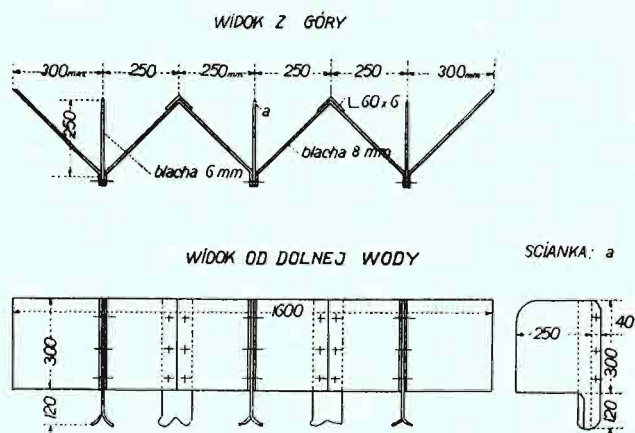


Przekrój A — B — C — D.



Rys. 8. Przełupka systemu de Lachadenède przy zakładzie wodno-elektr. Orthez.

szybu, który jest połączony kanałem z wodą górną. Tam kosz obniża się nieco i przechyla się, wskutek czego ryby wpadają do wody i kanałem dostają się do wody górnej (rys. 9).



Rys. 8 a. Szczegół przełupki.

W czasie od 1 maja 1934 r. do 15 stycznia 1935 r. przeprowadzono kontrolę przepływu ryb przez obie przełupki w Kembs. P. Kreitmann był tak uprzejmy, że nadesłał mi plany obu przełupek i wyniki tej kontroli, które zestawilem w tabelce poniżej umieszczonej:

Kontrola przepływu ryb przez jaz w Kembs.
1. 5. 1934 do 15. 1. 1935.

Ryba	Przeplłynęło ryb przez przełupkę komorową	przez wyciąg
Łosoś	154	48
Pstrąg	179	128
Letnie wędrówce (brzana, lipień, karpiołate i inne denne ryby białe) liczone bezpośrednio:	32242	6463
wyrachowane:	21060	1140
Razem	53635	7782
Ogółem — uwzględniając godziny zatrzymania urządzenia podczas kontroli:	71305	9063
Ogółem z uwzględnieniem dni w których kontroli nie było:	90369	10286

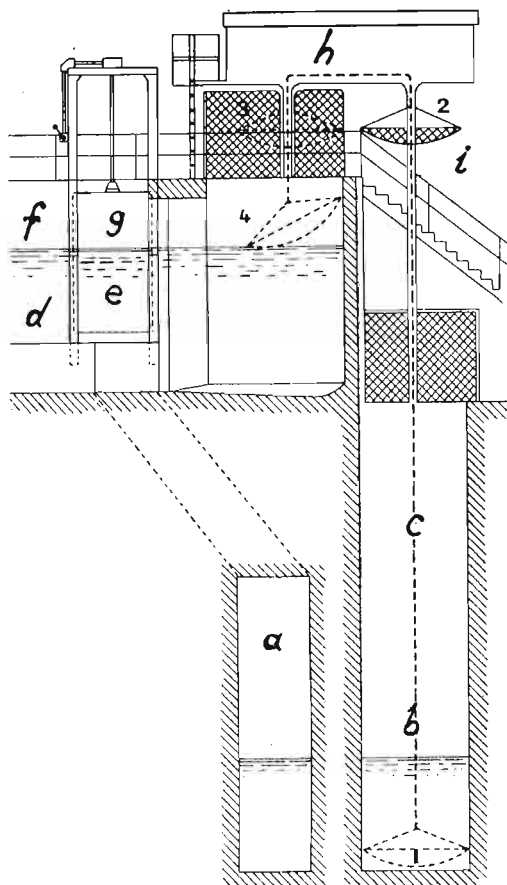
Widzimy więc, że z przełupki komorowej krzyżowało 9/10, a z wyciągu zaledwie 1/10 wszystkich ryb²⁷⁾. Ponadto trzeba zauważyć, że u nas łosoś płynie małymi grupami, jest zmęczony daleką drogą i postem, oraz płochliwy, a wszelkie zrzuwanie go jest szkodliwe dla jego zdrowia. Również brakuje w wyciągu tym urządzenia, umożliwiającego narybkowi wędrówkę w dół rzeki.

Z przełupek na innych jazach badania kontrolne przeprowadzone przez Komisję szwajcarsko-badeńską²⁸⁾ wykazały, że najkorzystniejszą jest przełupka zakładu Laufenburg (Ren). Jest to przełupka komorowa z wycięciami górnymi i dolnymi, w której chyżość wody wynosiła w wycięciach górnych 1,18 m/s do 1,49 m/s, w dolnych około 1,60 m/s, a tylko wyjątkowo w niektórych stopniach przekraczała nieco 2 m/s. Natomiast przełupka systemu Denila o prądzie wstecznym na brzegu badeńskim Renu w Augst-Wyhlen i przełupka systemu mieszanego Denila i komorowa na brzegu szwajcarskim okazały się praktycznie nieskuteczne. W przełupce pierwszej chyżość wody dochodzi 4 m/sek., a ilość wody jest o wiele za mała, aby ryby mogły swe ruchy dobrze wykonać. Przełupki Denila i podobne Mac-Donalda, Camère'a, Treplina²⁹⁾ w żadnym razie nie nadają się dla naszego łososa i naszego trzcia. W r. 1905 wykonano

²⁷⁾ W powołanym referacie przypisek 5): Bemerkenswerte Einzelheiten am Rhein-Stauwehr für das Kraftwerk Kembs — twierdził w r. 1935 inż. Blattner (z firmy Locher et Cie), że wprawdzie nie ma jeszcze do dyspozycji wyników badań Schmassmanna, ale że w maju r. 1934 przeszło przez obie przełupki 60000 ryb, z czego większość korzystała z przełupki komorowej, odwrotnie zaś miało być w r. 1933, tj. wyciąg miał mieć większą frekwencję i podnosił naraz po 70 kg różnych ryb nie wyłączając łososi. Twierdzi dalej, że oba urządzenia udały się, a szczególnie wyciąg. Koszt budowy przełupki komorowej wynosił 160000 mar. niem., a wyciągu 40000 m. n. Podane przeze mnie wyniki badań Schmassmanna przeczą temu twierdzeniu.

²⁸⁾ przypisek 11).

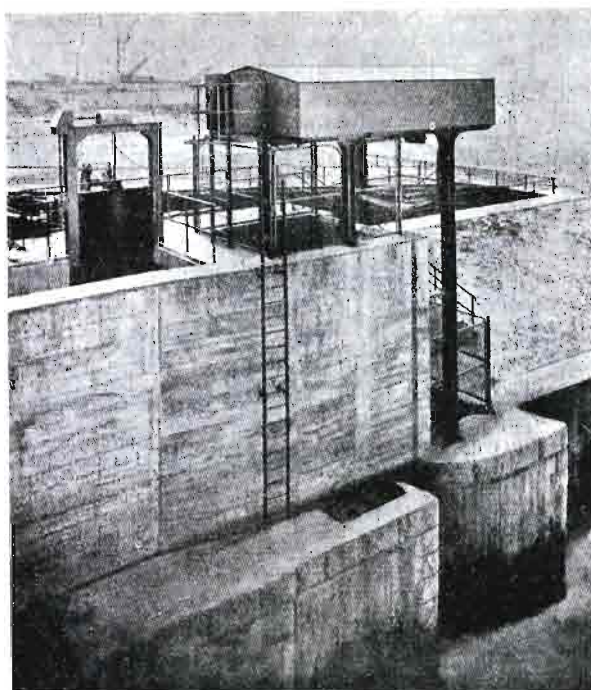
²⁹⁾ przypisek 20).



Rys. 9. Wyciąg mechaniczny dla ryb w Kembs: a) wlot do przepławki, b) poziom dolny, c) studnia dla wyciągu, d) przewód dla ryb, e) wylot przepławki, f) poziom górny, g) zamknięcie ruchome, h) mechanizmy wyciągowe, i) kosz.

na Wezerze pod Bremą obok trzech innych przepławek pierwszą służy rybną systemu Reckena³⁰⁾. W jaz jest wbudowana przy przyczółku komora o dnie poniżej dolnej wody i o ścianach sięgających ponad zwierciadło wody górnej. Ściana górna i dolna mają u spodu otwór zamykany zasuwą, ściana górna ma wycięcie w koronie, przez które wpływa woda do komory. Gdy komora wypełni się wodą, wtedy przelewa się ona koroną ściany dolnej do naczynia cylindrycznego, które spadając podnosi zasuwę zamykającą otwór w ścianie dolnej — ryby wpływają do komory. W dnie wspomnianego naczynia jest mały otwór, którym woda powoli wypływa, a gdy naczynie jest próżne, jest lżejsze od połączonej z nim zasuwą, która spada, zamykając otwór, a naczynie podnosi się do góry. Teraz woda podnosi się w komorze, a z nią razem pływak, z którym jest połączona zasuwą zamykającą otwór w ścianie górnej w ten sposób, że także podnosi się do góry i ryby mogą wpływać do wody górnej. Służy te wymagają mało miejsca, mało wody i są tanie. Ale znawcy, jak Gerhardt stawiają im kilka zarzutów, jak za krótki czas słuźowania, za wielką chyżć wody odpływającej itd., a według przeprowadzonych kontroli ilość ryb korzystających ze służy

³⁰⁾ przypisek ²⁰⁾.



Rys. 9 a.

była znacznie mniejsza, niż z przepławki innego typu w tym miejscu się znajdującej. Zdaniem Frischholza słuza Reckena nadaje się jako pomocnicze urządzenie obok innej przepławki.

Dla narybku węgorza wstępującego do rzeki z morza wystarcza przerzucenie przez jaz przy brzegach szorstkiego i wilgotnego podkładu, np. mokrego worka, po którym pełza narybek. Lepsze są rynienki drewniane 15 do 50 cm szerokie wypełnione do 3/4 wysokości grubym żwirem i przegrodzone progami, do których wpuszcza się bardzo mało wody.

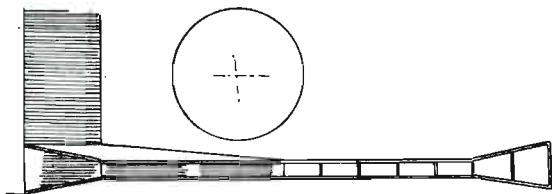
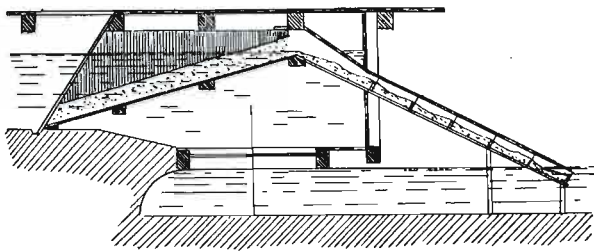
Dla dorosłego węgorza idącego w dół rzeki wstawia się w jaz w dnie w najgłębszym miejscu rzeki wąski przewód 10 do 20 cm średnicy (drewniany, gliniany lub kamienny, ale nie żelazny). Może być także przerzucona przez jaz lub obok turbiny rynna drewniana 10 do 15 cm szeroka od dna rzeki powyżej tej przeszkody, aż do dolnej wody (system Gerhardta rys. 10)³¹⁾.

Najwięcej trudności sprawia połączenie przepławki z wodą zbiorników o zmiennym stanie, aby ryby płynące z dołu do góry mogły dostać się bez utrudnienia do zbiornika i narybek płynący w dół mógł dostać się do rzeki poniżej zbiornika.

Można urządzić to połączenie w dwojaki sposób, a mianowicie albo połączyć górny koniec przepławki kanałem okrężnym wzdłuż brzegu zbiornika z górnym końcem cofki, albo poprowadzić przepławkę wzdłuż przegrody i wykonać w bocznej ścianie otwory, przechodzące przez przegrodę o różnej wysokości i zamkniętej zasuwami automatycznie podnoszonymi zależnie od stanu wody w zbiorniku. Pierwszy sposób wymaga ponadto urządzenia, które kierowałoby do kanału ryby

³¹⁾ przypisek ²⁰⁾.

płynące w dół. Wykonanie tego urządzenia oraz budowa kanału okrężnego stokiem doliny i utrzymanie go w należyłym stanie nie jest zadaniem łatwym i tanim. Urządzenie zaś wspomnianych wyżej otworów, liczniejszych przy większej różnicy wahań zwierciadła wody w zbiorniku nie będzie korzystnym dla przegrody.



Rys. 10. Przeplawka systemu Gerhardta.

Przegroda na Sole w Porąbce nie ma przepławki rybnej, gdyż łosoś nie dochodzi do Porąbki. Urząd Wojewódzki Krakowski podejmuje starania o należyte zarybienie zbiornika i urządzenie wylęgarni pstrągów.

Dla przegrody na Dunajcu w Rożnowie przewidziano w pierwszym projekcie wyciąg mechaniczny dla ryb. W czasie dochodzenia wodno - prawnego w roku 1935 zastępcy interesów rybackich zażądali zmiany przepławki wyciągowej na komorową z basenami wycoczynkowymi o komorach 2.5 m szerokich, 3.00 m długich i o głębokości wody przynajmniej 1.5 m, o stopniach 0.17 m i o otworach w ściankach działowych u dołu i w koronie 0.4 m szer. i 0.5 m wys. Połączenie górnego końca przepławki z rzeką miałyby być uskutecznione za pomocą kanału okrężnego³²⁾.

Urząd Wojewódzki odroczył orzeczenie³³⁾ w przedmiocie przepławki do późniejszego dochodzenia i zobowiązał przedsiębiorstwo budowy do przedłożenia projektu przepławki komorowej³⁴⁾.

Naogół zdaniem wielu znawców rybactwa przegrody dolinowe są znacznym utrudnieniem dla migracji łososia i troci, zwłaszcza na rzekach o znacznej długości, jak nasze, gdzie ryby płyną na tarło

drobnymi grupami, a są bardzo znużone i płochliwe. Tak np. Oberfischmeister dla dolnego i górnego Śląska J. Gennerich w odpowiedzi na moje zapytanie o odnośne stosunki na dopływach Odry, na których jeszcze przed wojną wybudowano kilka przegród ziemnych i murowanych bez wyzyskania i z wyzyskaniem siły wodnej i które miałem sposobność zwiedzić w r. 1909, poinformował mnie, że w śląskich rzekach gdzie dawniej były pstrągi po wybudowaniu przegród żyją obecnie karpiowate, że do śląskich rzek łosoś w ogóle przestał wędrować, że dalej uważa przepławki na przegrodach wogóle za bezcelowe i że należy rzeki te zarybić tak, jak jeziora, jak to zrobiono w dorzeczu Nissy powyżej przegrody w Ottmachau (mającej zakład do wyzyskania siły wodnej, a nie mającej przepławki), gdzie się hoduje liny, węgorze³⁵⁾, sandacze i szczupaki.

Moim zdaniem nie należy tak pesymistycznie ujmować tej sprawy. Rybactwo jest bezspornie ważną gałęzią gospodarstwa krajowego. Przegrody dolinowe buduje się również ze względu na bardzo ważne cele gospodarcze, jak zmniejszenie wylewów rzek, wyzyskanie siły wodnej, zaspaczenie w wodę kanałów żeglugi, poprawienie żeglugi rzecznej, dostarczenie ludności wody do picia, nawodnienie gruntów. Rzeczą przeto inżynierów jest obmyślenie takiego rozwiązania sprawy, aby rybactwo nie tylko nieucierpiało, ale aby mogło się rozwijać.

Są też wybudowane bardzo dobre przepławki dla ryb we Francji, Niemczech, Szwajcarii, Szkocji³⁶⁾, Norwegii i innych krajach.

Są zasadnicze różnice między rzekami. Oto na rzekach krótkich ryby ciągną całymi ławicami, nie są wyczerpane fizycznie i łatwiej znoszą uciążliwość przejścia przez przepławki. Natomiast na rzekach bardzo długich dochodzi łosoś do tarlisk małymi grupami, jest znużony długą drogą i postem i jest płochliwy. Przejście przez kilka wysokich przegród jest w tych warunkach dla niego bardzo uciążliwe. To też uważam, że na dopływach karpackich Wisły, jak Dunajec, na którym tarliska łososia i troci są odległe od morza o przeszło 1000 km jeżeli miałyby się wybudować więcej przegród, należałoby górne przegrody wykonać raczej tylko dla zmniejszenia wezbrań, a bez zakładu dla wyzyskania siły wodnej, zwłaszcza jeżeli siła miałaby być małą, a zakład musiałby powodować znaczniejsze zeszpecenie krajobrazu.

Przed dostaniem się ryb do turbin bronią je rzeszota. Doświadczenia szwajcarskie przeprowadzone w r. 1927 przez D-ra Schmassmanna³⁷⁾ wykazały, że turbiny propelerowe (Kapłana) przepuszczają bez szkody narybek (za wyjątkiem węgorza), a ryby, które dostały się do komory turbiny nie muszą przejść przez turbinę. Natomiast

³²⁾ A. Rożański. Zabezpieczenie wędrówki ryb na przegrodzie doliny Dunajca w Rożnowie. Przegląd Rybacki. Warszawa. 1935.

³³⁾ Orzeczenie Urzędu Wojewódzkiego Krakowskiego Nr. O. A. III. a/1/20/35.

³⁴⁾ W czasie od 5. V. do 1. VI. b. r. komisja, złożona z 2 ichtiologów - przedstawicieli Min. Roln. i R. R. — i 1 inżyniera z ramienia Min. Komunikacji, zbadała i zwiedziła konstrukcję przepławek dla ryb i ich działanie w Niemczech, Szwajcarii, Francji i Szkocji. W wyniku tego Biuro Dróg Wodnych opracuje nowoczesne urządzenie dla przejścia ryb przez zaporę w Rożnowie na Dunajcu (przyp. Red.).

³⁵⁾ Co do węgorza to zachodzi zapewne pomyłka, węgorz przecież jest wędrowcem morskim (przypisek autora).

³⁶⁾ Prof. Dr Michał Siedlecki. Rybołówstwo łososiowe i ochrona łososia w Szkocji. Odbitka z czasop. Ochrona przyrody. Kraków. 1934.

³⁷⁾ Dr W. Schmassmann (Liestal). Versuche über die Beschädigungen von Fischen durch Turbinen. Schweizerische Fischerei-Zeitung. Berno. 1928.

turbiny Francisa wymagają gęstszych rzeszot ze względu na bezpieczeństwo ruchu. Zakłady wodne na Renie i Aarze mają rzeszota o następującym odstępie prętów: Rheinfelden (turbiny Francisa) 38 mm, Wynau (turb. propel.) 70 mm, Lautenburg (turb. Fran.) 30 mm, Englisau (turb. Fran.) 50 mm, Beznau (turbina propel.) 30, 46 i 55 mm, Augst 30 mm. Ze zwiększeniem odstępu prętów oszczędzają zakłady na kosztach czyszczenia rzeszot i nie ma znaczniejszych strat spadku na nich.

Obecnie stosuje się w Ameryce rzeszota elektryczne, złożone z elementów metalowych wiszących swobodnie w wodzie, przez które przechodzi tak słaby prąd elektryczny, że nie zabija ryb, lecz je odstrasza od wplynięcia do kanału.

Konserwator Kreitmann prowadzi także podobne doświadczenia, lecz nie są jeszcze ukończone, jak mnie poinformował. Na razie więc nakłada się we Francji na właścicieli zakładów obowiązek umieszczenia powyżej turbin drugiego rzeszota redukującego do połowy odstępy prętów. To drugie rzeszota może być zanurzone w wodę do głębokości tylko 1 m, gdyż narybek łososia płynie na powierzchni wody i to na przeciąg 3 do 4 tygodni, kiedy narybek spływa w dół rzeki.

Pozostawałaby jeszcze kwestia utrzymania wód płynących w czystości. Sprawa ta przekracza ramy niniejszego referatu. Wspomnę więc tu tylko, że ustawa wodna z r. 1922 reguluje (w art. 18, 19, 21, 22, 25, 26 i 252) sprawy wrzucania przedmiotów stałych, oraz wpuszczania cieczy do wód płynących i jezior, któreby szkodliwie je zanieczyszczały lub wstrzymywały odpływ wody. Władza administracyjna wydała odnośne rozporządzenia i utworzyła komisję międzyministerialną i międzywojewódzkie komitety ochrony rzek przed zanieczyszczeniem oraz placówki naukowo badawcze. Również usta-

wa rybacka z r. 1932 zabrania (w art. 64) zanieczyszczenia wód w stopniu szkodliwym dla rybołówstwa.

Co do ścieków z kanałów miejskich to wzbrowione jest wpuszczanie ich do rzek, jeżeli zawierają materię trującą lub nieszkodliwą, ale w ilości większej, niż 1/50 ilości wody przy najniższym stanie wody w rzece. Dodam, że ryby w rzece są najlepszym probierzem czystości wody.

Wreszcie byłoby wskazane, aby sfery rybackie podjęły akcję hodowli nad rzekami odpowiednich roślin i zwierząt, służących bezpośrednio lub pośrednio za pokarm dla ryb.

Kończąc tych kilka uwag co do kolizji robót wodnych na rzekach naszych z ochroną przyrody, pragnę podkreślić, że inżynierowie wodni obcując ciągle z przyrodą mają silne poczucie piękna przyrody i rozumieją dobrze jej interesy. Nie wahają się też wzywać do współpracy w tym względzie przyrodników zwłaszcza, że mamy wśród nich znakomitych uczonych i prawdziwych miłośników przyrody.

Niech wolno mi będzie wreszcie podziękować tutaj p. Konserwatorowi lasów i wód w Paryżu, L. Kreitmannowi za udzielenie mi wielu cennych informacji i swych doskonałych publikacji, oraz planów przepławek zakładu w Kembs i 2 przepławek systemu Lachadenède'a, p. Oberfischmeisterowi J. Gennerichowi z Wrocławia za informacje o stosunkach rybnych na dopływach Odry na Śląsku, Inspektorowi Rybackiemu w Oslo za wyjaśnienia co do przepławek na rzekach norweskich, p. prof. Spiczakowowi za użyczenie mi wielu cennych publikacji i wyjaśnień, J. M. Rektorowi Szaferowi za udzielenie mi wspomnianego wyżej sprawozdania i p. prof. Siedleckiemu za udzielone mi informacje.

Inż. Tadeusz Tillinger

W sprawie kanału do Gdyni.

(w związku z artykułem inż. W. Kollisa).

W Nr. 2 „Gospodarki Wodnej“ z r. b. inż. W. Kollis podał ciekawy opis projektu drogi wodnej, łączącej Gdynię z kanałem Bydgoskim przez jeziora Kaszubskie.

Już od czasu nieprzyjaznego wystąpienia Gdańska w r. 1920 polska opinia publiczna wypowiedziała się często o konieczności uniezależnienia połączenia naszych dróg wodnych z morzem z ominięciem m. Gdańska. Wysuwano zwykle projekt kanału, łączącego dolną Wisłę z Gdynią przez wyżynę Kaszubską.

Projekt wysunięty przez inż. Kollisa idzie po myśli tego postulatu, mianowicie droga ta ze środka Polski dochodzi do Gdyni nie przechodząc przez terytorium W. M. Gdańska.

Nasza opinia publiczna zresztą w sprawach dróg wodnych orientując się słabo, mogłaby z tego powodu, uważając tę sprawę za wyjaśnioną, zbyt pochopnie uderzyć w trąby tryumfujące i domagać się budowy kanału do Gdyni jako rzeczy najpil-

niejszej. Jednakże sprawa nie jest tak prosta. Pozwolę sobie ją nieco oświetlić, idąc za życzeniem autora, który swój artykuł nazwał dyskusyjnym.

Pod względem technicznym proponowany kanał, łączący Gdynię z kanałem Bydgoskim przez jeziora Kaszubskie nie nasuwa większych zastrzeżeń. Kanał ten służyłby głównie do przewozu węgla i stanowiłby przedłużenie od Bydgoszczy na północ kanału Węglowego ze Śląska przez Wartę i kanał Warta — Gopło. Wobec tego wariant I trasy, wychodzący na stanowisko szczytowe kanału Bydgoskiego — będzie dla głównego ruchu korzystniejszy, niż wariant II przez Brdę.

Zupełne ominięcie w tym wypadku naszej głównej arterii wodnej — Wisły — przy przewozie węgla do Gdyni mogłoby być umotywowane tylko wyjątkowymi okolicznościami, jednak miałyby i swoje dobre strony: tabor rzeczny wiślany łączy do zwiększenia szerokości łodzi i nie przekraczania nawet w przyszłości zanurzenia 2 m. Tabor wyłącznie kanałowy przeciwnie — zadawałaby się łodziami węższymi, lecz zagłębienie ich może docho-

dzić do 2,5 m, a nawet więcej. Z tego względu, jeżeliby transport węgla odbywał się częściowo kanałem, częściowo rzeką, tabor nie mógłby pracować tak korzystnie, jak przy zastosowaniu taboru wyłącznie kanałowego.

Droga wodna sztuczna Gdynia — Katowice przedstawiałaby długość ok. 610 km (w tym 110 km jezior, reszta kanały i rzeki skanalizowane), z ok. 70 śluzami, które przedłużyłyby długość taryfową tej drogi wodnej o ok. 280 km do ogólnej liczby 890 km. Byłoby to jeszcze mniej, niż odległość Wisłą przez Kraków do Gdańska (970 km).

Podany przez autora kosztorys nie nasuwa poważniejszych zastrzeżeń. Przepuszczone w nim niektóre pozycje (umocnienie brzegów kanału, upusty, uszczelnienia itp.) podniosą nieco ogólną sumę, która jednak nie przekroczy 200 milionów zł, według cen dzisiejszych.

Nieco inaczej przedstawia się sprawa tego projektu, gdy go rozpatrzymy z punktu widzenia jego celowości ekonomicznej.

Inwestycja 200 milionowa mająca być wykonaną tylko w celu, ażeby istniejącą już drogę wodną — Wisłę — zdublować przez drugą drogę, — mającą zabezpieczyć naszą żeglugę wewnętrzną, skierowaną do morza, — na wypadek wrogiego ustosunkowania się do nas Gdańska, — może być uważaną za racjonalną tylko wtedy, gdy te dwie rzeczy — inwestycja 200 milionowa i nasza żegluga wewnętrzna będą współmierne. Póki jednak nasza żegluga jest znikomo mała (nie przewyższając 1⁰/₀ naszego przewozu kolejowego) — będzie racjonalniej nasze wysiłki finansowe skierowywać przede wszystkim na rozrost tej żeglugi — co może nastąpić tylko przy odpowiedniej rozbudowie całej naszej sieci dróg wodnych.

O tym, żeby żegluga ze środkowej Wisły skierowała się do Gdyni przez projektowany kanał niema co myśleć. Odległość z Brdyujścia do Gdańska Wisłą wynosi 183 km — przez projektowany kanał do Gdyni 220 km i ok. 40 śluz, czyli razem 380 km taryfowych. Co może skłonić żeglugę do tak znacznego przedłużenia drogi? Jeżeli droga

przez Wisłę do Gdańska stanie się niemożliwą, to taniej będzie przewieźć towar koleją do Gdyni, z którą mamy połączenie z ominięciem terytorium W. M. Gdańska, niż wozić drogą wodną 2 razy dłuższą od drogi kolejowej. Nie należy bowiem zapominać, że drogi wodne i koleje konkurują między sobą; żegluga może przewozić taniej, niż kolej, tylko przy niewielkiej różnicy w odległościach. Gdy jednak na korzyść kolei będziemy mieli prawie dwa razy krótszą odległość — wtedy konkurencja dla żeglugi stanie się zbyt trudną.

Należy przy tym mieć na uwadze, że zadaniem polityki komunikacyjnej bynajmniej nie jest, ażeby towary szły koniecznie wodą, albo koniecznie koleją. Chodzi o to, by towary masowe były przewożone możliwie taniej — wszystko jedno, jaką drogą.

To też kanał do Gdyni będzie miał rację bytu tylko jako północna część drogi wodnej Śląsk—Morze — zamieniająca dolną Wisłę — i może liczyć tylko na ładunki ze Śląska i z dorzecza Warty.

Musimy przy tym pamiętać, że Gdańsk jest również naszym portem i nie powinniśmy zaniedbywać jego wykorzystywania przez Wisłę.

Z powyższego dochodzimy do wniosku, że budowa proponowanego przez inż. Kollisa kanału, łączącego Gdynię z kanałem Bydgoskim stanie się aktualną dopiero wtedy, gdy nasza żegluga wewnętrzna rozwinie się należycie dzięki odpowiedniej rozbudowie dróg wodnych, a zwłaszcza, gdy będzie zbudowany kanał węglowy Śląsk—Bydgoszcz i żegluga na nim osiągnie takie rozmiary, że inwestycja 200 milionów w celu zapewnienia tej żegludzie lepszych warunków i większej pewności stanie się celową.

To też nie wydaje się możliwym, by realizacja tego projektu mogłaby być brana pod uwagę w programie inwestycji najbliższych 2—3 dziesiątków lat.

Mimo to — jaknajszczegółowsze przestudowanie i opracowanie tego projektu z uwzględnieniem wszystkich możliwych wariantów, oraz wyzyskania sił wodnych, jest już obecnie wskazane.

Inż. Edward Czetwertyński

Ustalenie składu betonu dla budowy zapory w Rożnowie.

W artykule „Prace laboratorium betonowego Kierownictwa Budowy Zbiornika w Rożnowie” (Nr Nr 3 i 4 „Gospodarki Wodnej” z r. 1936) podałem krótki opis laboratorium w Rożnowie, oraz wyniki badań kruszywa, przeznaczonego dla betonów. Teraz przytoczę wyniki prac nad ustaleniem składu betonu oraz ogólny zarys badań i rozważań, które doprowadziły do ustalenia mieszaniny. Przystępując do tej pracy, należało wyjść z pewnych założeń, co do zasadniczych grup betonu jaki ma być użyty do budowy. Beton w zaporze został podzielony na dwie podstawowe kategorie a mianowicie: beton okładzinowy (okładzina ca 2 m po stronie odwodnej) i beton na pozostałą część korpusu zapory. Jako punkt wyjścia przy ustalaniu dozowań cementu przyjęto dla betonów okładzinowych 300 kg/m³ betonu, dla pozostałych 250 kg/m³ betonu. Dozowania te były przewidziane w projekcie Ministerstwa Ko-

munikacji i potwierdzone przez ekspertów zagranicznych.

Przy ustalaniu tych norm przewodnią myślą było danie betonu okładzinowego, który gwarantowałby szczelność (właśnie ze względu na szczelność Polskie Normy nie zezwalają na używanie do żelbetów betonu o niższym dozowaniu niż 270 kg/m³) oraz unikanie zbyt dużych różnic w dozowaniu pomiędzy betonem okładzinowym, a pozostałym z obawy, aby przy zetknięciu betonów o bardzo różnej zawartości cementu nie powstały spękania.

Przeprowadzone w laboratorium badania nad szczelnością betonów o niższym dozowaniu cementu niż 300 kg/m³ betonu potwierdziły słuszność powyższych założeń. Jako dalszą podstawę do ustalenia składu betonu przyjęto założenie, że beton ma być plastyczny, zdolny do ubijania.

Warunki jakim winien odpowiadać beton.

Dla przeprowadzenia prac laboratoryjnych i dla należytej oceny różnych mieszanin betonu, należałoby bardziej szczegółowo sprecyzować żądania stawiane betonom, wynikające z przytoczonych wymagań ogólnych i z warunków pracy betonu. Te sprecyzowane warunki streszczają się w następujących punktach:

1) Dla betonów okładzinowych:

a) wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach nie mniejsza niż 175 kg/cm^2 ;

b) przesiąkliwość 28-dniowych próbek o grubości 10 cm winna wynosić 0 przy ciśnieniu $0,5 \text{ atm.}$; dopuszczalne są niewielkie przesiąkliwości przy ciśnieniach 3 i 6 atm. , o ile w ciągu 12 dni badania, przesiąkliwość spada do zera (przy czym próbka poddawana jest ciśnieniu $0,5 \text{ atm.}$ w ciągu pierwszych 24 godzin badania, 3 atm. w ciągu następnych 24 godz. i 6 atm. w ciągu pozostałego okresu);

c) konsystencja pozwalająca na ułożenie betonu przez ubijanie.

2) Dla betonów, przeznaczonych na pozostałą część korpusu zapory — wymagania jak powyżej, prócz punktu, dotyczącego przesiąkliwości.

Wymagania powyższe zostały podyktowane następującymi względami: w projekcie przewidziane są naprężenia ścinające do $3,5 \text{ kg/cm}^2$. P. N. przewidują wartość współczynnika zmniejszającego wytrzymałość walcową przy określaniu dopuszczalnych naprężeń na ścinanie równą $0,02$. Z powyższego dochodzimy do wytrzymałości walcowej $3,5:0,02 = 175 \text{ kg/cm}^2$. Wartości naprężeń na ściskanie przewidziane w projekcie doprowadzają do niższych wymagań.

Przy ustalaniu wymagań co do przesiąkliwości uwzględniono, że najwyższe ciśnienie wody wynosi ca 50 m , co odpowiada 5 atm. Grubość próbek badanych w laboratorium wynosi 10 cm , grubość zaś okładziny ca 2 m . Ruch wody, przesiąkającej przez beton jest bezwątpienia ruchem laminarnym, a co zatem idzie, prędkość przesączania się jest proporcjonalna do spadku linii ciśnień, poza tym w przeciwnieństwie do warunków ruchu wody w gruncie, możemy przypuszczać, że w betonie niektóre kanałiki włoskowate, którymi sączy się woda, zostaną przecięte nieprzepuszczalną przeponą cementową, prawdopodobieństwo zaś przecięcia poszczególnych kanałików jest tym większe, im grubsza jest warstwa betonu, stąd dochodzimy do wniosku, że przesiąkliwość betonu maleje conajmniej liniowo ze wzrostem grubości. Jeżeli zatem przy badaniach, przeprowadzanych na cieńszych próbkach niż rzeczywista warstwa betonu, dla zachowania tych samych warunków, zmniejszamy ciśnienie proporcjonalnie do zmniejszenia grubości warstwy (zachowamy wówczas ten sam spadek linii ciśnień), to w żadnym razie nie popełnimy błędu w kierunku zmniejszenia bezpieczeństwa. Opierając się na tym rozumowaniu, należałoby uważać za destateczne wymagania absolutną szczelność próbek 10 cm grubości, przy ciśnieniu zaledwie $0,25 \text{ atm.}$ Wchodzi tu jednak w grę obawa, że beton w laboratorium jest lepiej wykonany niż jest to możliwe na budowie, zwłaszcza przy większych masach, dlatego przyjęto wymaganie ab-

solutnej szczelności przy ciśnieniu dwukrotnie większym czyli $0,5 \text{ atm.}$

Idąc dalej w kierunku rozważań nad praktyczną możliwością powstania przesiąków przez okładzinę zapory nasuwa się myśl, że możliwe są przesiąki przez fugi robocze lub spękania betonu, słowem, że znajdzie się w okładzinie zapory szereg miejsc, w których na skutek tak czy inaczej powstałych szczelin, istotna grubość warstwy szczelnej wyniesie o wiele mniej niż 2 m . Tymi względami spowodowany jest dalszy warunek, stawiany szczelności betonu, mianowicie dojście do samuszczelnienia 10 cm próbki przy 6 atm. , czyli przy ciśnieniu większym niż może powstać przy zaporze. Żądanie absolutnej szczelności 10 cm próbek przy 6 atm. zdaje się być zbyt daleko idącym, bywało jednak spełnione przez niejedną z badanych próbek. Przytoczone motywy wymagań, stawianych w stosunku do próbek laboratoryjnych, pozwalają na przypuszczenie, że przy takim doboru mieszaniny betonu, aby spełniła te warunki, jeżeli przedwcześnie jest mówić o tym czy w istocie okładzina okaże się szczelną, to w każdym razie można przypuszczać, że ewentualne przesiąki przez zaporę nie będą spowodowane doborem mieszaniny, a raczej — nieuniknionymi przy faktycznym wykonaniu — fugami, lub spękaniem betonu, nie mówiąc już o wręcz wadliwym wykonaniu przez nienależyte wymieszanie lub ułożenie. Podnoszenie ciśnienia co 24 godz. , a nie szybciej spowodowane jest faktem, zaobserwowanym przy badaniu pierwszych próbek, że przy szybkim podnoszeniu ciśnienia, z niektórych próbek zostały wyplukiwane drobniutkie cząsteczki (zapewne wapienne lub gipsowe), które tworzyły na ściankach menzurki biały osad. W rezultacie próbki wykazywały większą przesiąkliwość. Natomiast przy powolnym podnoszeniu ciśnienia zjawisko to występuje w znacznie mniejszym stopniu. W praktyce napełnianie zbiornika będzie trwało jeszcze wolniej, niż przyjęte podnoszenie ciśnienia, tak że nie zachodzi obawa aby beton w zaporze znalazł się w gorszych warunkach.

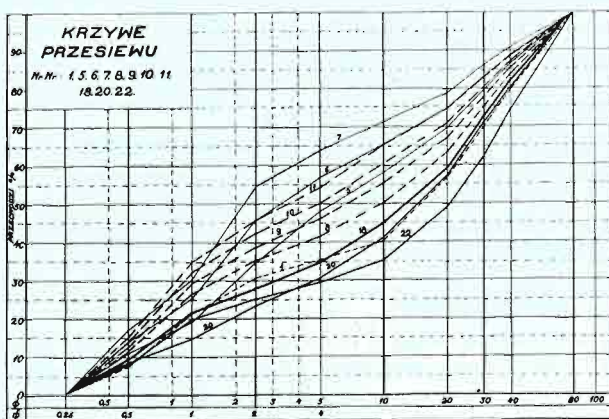
Sprawa konsystencji betonu omówiona została tylko ogólnikowo, a to z tych względów, że zarówno kryterium opadu stożka Abramsa jak również rozplywu na stole Grafa okazało się zawodnym przy badaniach betonu o grubym kruszywie. Wówczas bowiem gdy opady i rozplyw nie sięgały granicy betonu plastycznego, w istocie urabialność mieszaniny była już tak dobra, że nie nasuwała żadnych obaw co do praktycznego jej zastosowania. Należało zatem jako właściwe kryterium urabialności przyjąć łatwość ubicia betonu w formach, przy tym sprawdzono możliwość ubicia nie tylko w małych formach lecz i w większych skrzyniach. Po sprecyzowaniu wymagań, stawianych betonom przystąpiono do doboru najwłaściwszej mieszaniny.

Droga postępowania przy doborze mieszaniny i ustaleniu krzywej przesiewu.

Ustalając praktyczny skład betonu należało się liczyć z możliwością przesiewu pospółek naturalnych na budowie. Początkowo przyjęto, że w praktyce kruszywo będzie dzielone na trzy składowe, a mianowicie: $0,25 - 10$, $10 - 30$ i $30 - 80 \text{ mm}$. Należy

zaznaczyć, że usunięcie pyłów, drobniejszych niż 0,25 mm nie należy traktować jako konieczność przesiewu przez tak drobne sита, byłoby to przy większych masach jeżeli nie wręcz niemożliwe, to przynajmniej połączone z wielkimi trudnościami. W praktyce bowiem przesiewanie dużych mas, niesuszonego uprzednio materiału, przez drobne sита z natury rzeczy musiałyby powodować stałe zatykanie oczek. Zatem o ile jest mowa o usunięciu części drobniejszych niż 0,25 mm, to jedynie drogą odpowiedniego doboru natężenia strumieni wody przy płukaniu.

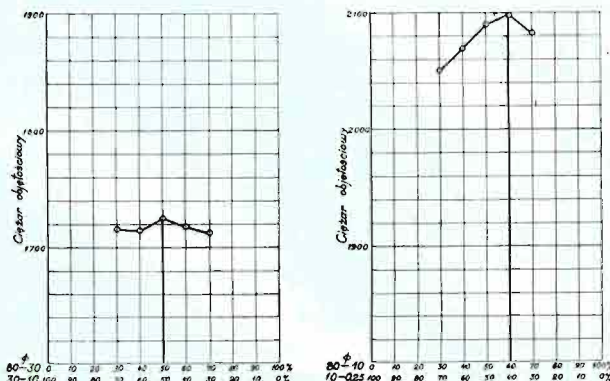
Ustalanie krzywej przesiewu rozpoczęto przy założeniu wzmiankowanych trzech składowych. Krzywą przesiewu, która dała najlepsze wyniki przy stosowaniu miejscowego kruszywa można było ustalać dwoma drogami: oprzeć się na którejś z krzywych, ustalonych teoretycznie np. Fuller'a i badać odchylenia od niej, lub też doświadczalnie ustalić krzywą, która przy danym kruszywie dałaby mieszaninę możliwie najgęstszą. Obrano drugą drogę. Ustalenie najgęstszej mieszaniny przeprowadzono w następujący sposób: zmieszano szereg porcji kruszywa złożonego z dwóch grubszych składowych praktycznych (10—30, 30—80) o różnym procentowym stosunku każdego składnika. Zbadano ciężary objętościowe i porowatość każdej z mieszanin. Stąd można było wybrać mieszaninę najgęstszą. Następnie powtórzono tę samą operację, biorąc jako składowe otrzymaną uprzednio mieszaninę najgęstszą i składowa praktyczną 0,25—10. Skład kruszywa w granicach podziału praktycznego przyjęto zgodnie ze składem naturalnej pospółki. Tą drogą otrzymano krzywą przesiewu oznaczoną Nr 1 (rys. 1).



Rys. 1.

Na rys. 2 podane są wykresy ciężarów objętościowych, ilustrujące dobieranie najgęstszej mieszaniny. Dla uproszczenia operowano ciężarami objętościowymi w tym założeniu, że maximum ciężaru objętościowego odpowiada minimum porowatości. Należy zaznaczyć, że tą drogą uzyskano mieszaninę o porowatości 19,9%, wówczas gdy mieszanina z tegoż kruszywa wykonana zgodnie z krzywą Fuller'a wykazała 21,6% porowatości. Jak widać z tego zestawienia krzywa Fuller'a nie przy każdym kruszywie daje mieszaninę najgęstszą. Krzywa Nr 1 posłużyła jako wyjściowa przy badaniach. Dla usta-

lenia dozowania wody wykonywano próbki o szeregu współczynników c/w . Jednocześnie rozpoczęto wykonywanie prób nad mieszaninami o składzie kruszywa odmiennym, aczkolwiek stosunkowo bliskim do krzywej Nr 1, jednak przeprowadzone tu badania przesiąkliwości, nie dały zadawalniających wyników. Muszę tu zastrzec, że do badań tych użyto cementu wziętego nie bezpośrednio z cementowni lecz ze składu, kryje się w tym możliwość błędu,



Rys. 2.

spowodowanego użyciem zleżanego cementu, gdyż jak wykazują późniejsze badania, zastosowane krzywe przesiewu leżały jednak w granicach dozowania kruszywa, które dało pomyslnie wyniki. Poza tym przy pierwszych badaniach bardzo szybko podnoszono ciśnienie wody (co 1 godz. — 1 atm.); powodowało to wyflukowanie z próbek cząsteczek wapiennych lub gipsowych, o czym wspominałem uprzednio. Zastrzeżenia te przytaczam jako możliwe źródła błędów przy pierwszych badaniach. Po tych próbach rozpoczęto badania opierając się na metodzie prof. Paszkowskiego¹⁾, który w swych pracach wprowadza podział kruszywa na 2 zasadnicze części: piasek do 2 mm i żwir powyżej 2 mm, przy czym zaznacza, że najlepsze wyniki pod względem ścieralności dają mieszaniny, w których piasek i żwir są mieszaninami najgęstszymi. Przyjęto, że mieszaniny te dadzą najlepszy wynik ze względu na przepuszczalność. Podobnie jak poprzednio ustalono doświadczalnie mieszaniny najgęstsze dla kruszywa we wspomnianych przedziałach. Tu również udało się ustalić mieszaniny gęstsze od Fuller'owskich, aczkolwiek różnią się od nich niewiele pod względem porowatości. Opierając się na metodzie prof. Paszkowskiego i otrzymanych doświadczalnie mieszaninach najgęstszych skonstruowano krzywe (Nr Nr 5, 6 i 7), zakładając według nomenklatury prof. Paszkowskiego $r = 1; 1,5; 2$ mm (rys. 1). Krzywe te przy założeniu przyjętego dotychczas praktycznego podziału kruszywa posiadały tę wadę, że opierały się na podziale na składowe 2 mm. Należało wtedy po-

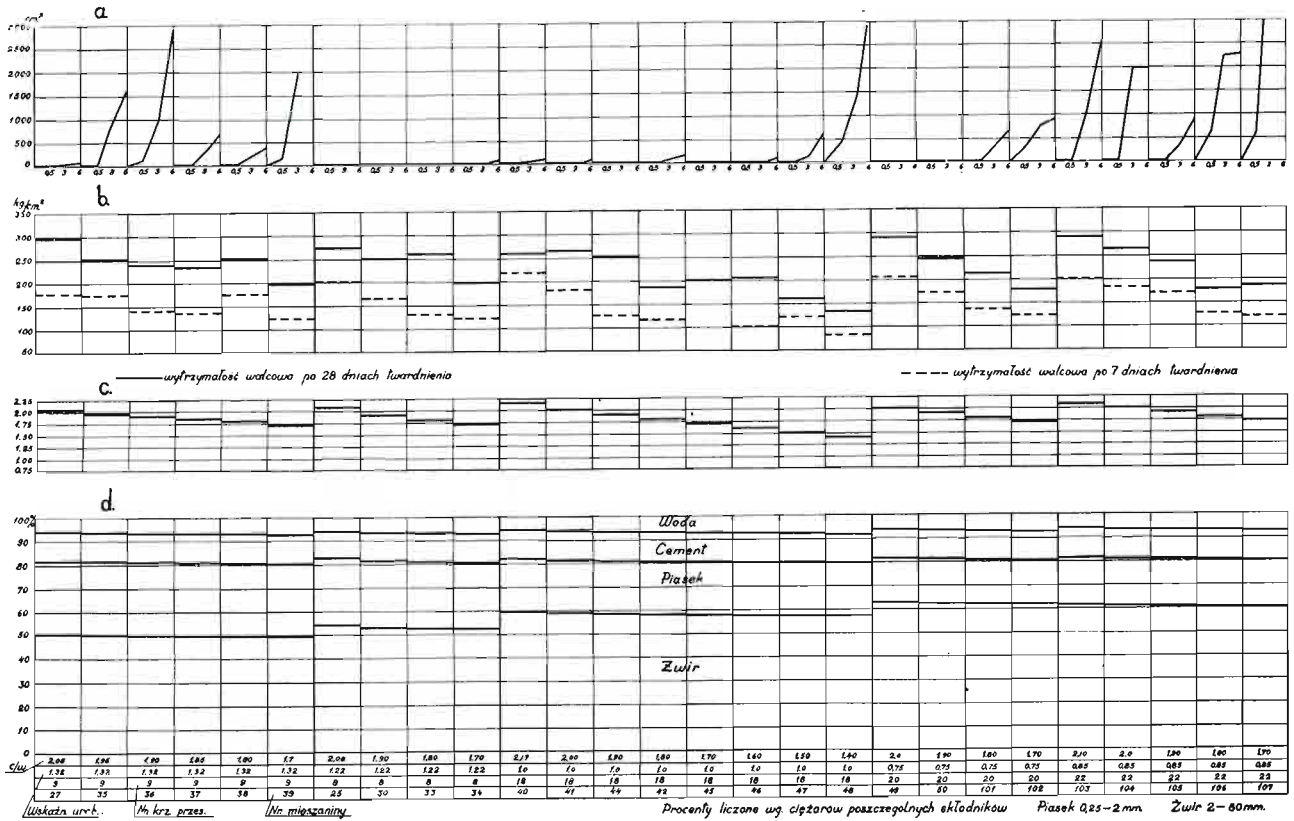
¹⁾ Prof. W. Paszkowski — „Beton o przewidzianej wytrzymałości” Przegląd Techniczny Nr. 2, 3 z r. 1934, oraz „Sposób doświadczalnie obliczeniowy dozowania betonów i zapraw cementowych” Przegląd Techniczny Nr. 5 i 6 z r. 1935.

traktować otrzymane krzywe jako czysto teoretyczne i skonstruować takie krzywe, któreby się dało wykonać w praktyce, a które w punkcie odpowiadającym φ 2 mm przebiegałyby w granicach krzywych 5, 6 i 7; tak powstały krzywe Nr 8, 9, 10 i 11 (rys. 1).

Przeprowadzone badania nad szeregiem mieszanin, wykonanych zgodnie z tak ustalonymi krzywymi wykazały, że krzywa Nr 8 daje pod względem przesiąkliwości zupełnie dobre wyniki, krzywa Nr 9 — jeszcze możliwe, natomiast krzywe Nr 10 i 11 są zbyt bogate w piasek, jak dla przyjętego dozowania cementu (rys. 3).

W dolnych partiach krzywa ta przebiega prawie zgodnie z przeciętną krzywą pospółki naturalnej, z górnych nieco od niej odbiega. Dalsze próby zbliżenia do krzywej naturalnej dały wyniki ujemne. Zasadnicze punkty podziału krzywej Nr 18 przyjęte zostały jako podstawowe do ostatecznej krzywej przesiewu, która pod mianem krzywej „Różnów” została zaproponowana do budowy.

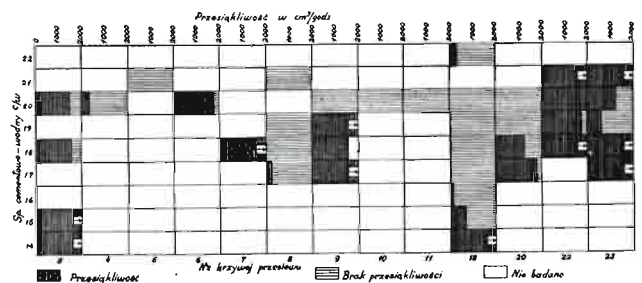
Dla określenia granic tolerancji zbadano jeszcze szereg krzywych, głównie przebiegających poniżej krzywej Nr 18. Na rys. 3 i 4 widzimy wyniki badań mieszanin opartych na krzywych Nr 8, 9, 18, 20 i 22, przy czym krzywe 20 i 22 są to krzywe



Rys. 3. Zestawienie wyników badania betonów szczelnych.

Dozowanie cementu 300 kg na 1 m³ betonu. Kruszywo ze zwirowiska nad Dunajcem nad Witkowiec na 1 m² na 1 godz. w cm³ (cm³/m²/godz.), pod ciśnieniem 0,5—3 i 6 atm. po 24 godz. (średnia z 2—3 próbek). b) Wytrzymałość walcowa na ściskanie (kg/cm²). c) Wskaźnik cementowo-wodny (c/w). d) Składowe poszczególnych betonów.

Krzywa Nr 8 aczkolwiek dała dobre wyniki jednakże posiada znaczne odchylenia w przeciętnej odchylenia materiału naturalnego. Rozbieżność ta powodowałaby utrudnienie roboty, wprowadzając konieczność kruszenia dużej ilości materiału, poza tym wprowadzałaby znaczne ilości niezbyt pożądanego materiału kruszonego. Te względy dały impuls do prowadzenia badań nad możliwością zbliżenia krzywej przesiewu kruszywa do krzywej naturalnej pospółki. Zadanie to zostało znakomicie ułatwione przez wprowadzenie do sit, przewidzianych w fabryce betonu, sita φ 2 mm. Od tej chwili przy badaniach można było się oprzeć na czterech składowych praktycznych, w dodatku posiadających tak ważny podział jakim jest φ 2 mm. W drodze dalszych badań powstała krzywa Nr 18 o $r = 1$ mm.



Rys. 4. Szczelność betonów.

Warstwę betonu grub. 10 cm badano pod ciśnieniem wody 6 atm. w czasie 24 godz. Na rysunku podano przeziąkliwość z pow. 1 m² w czasie 1 godz. Strzałka oznacza przeziąkliwość większą od 2000 cm³/godz. z 1 m².

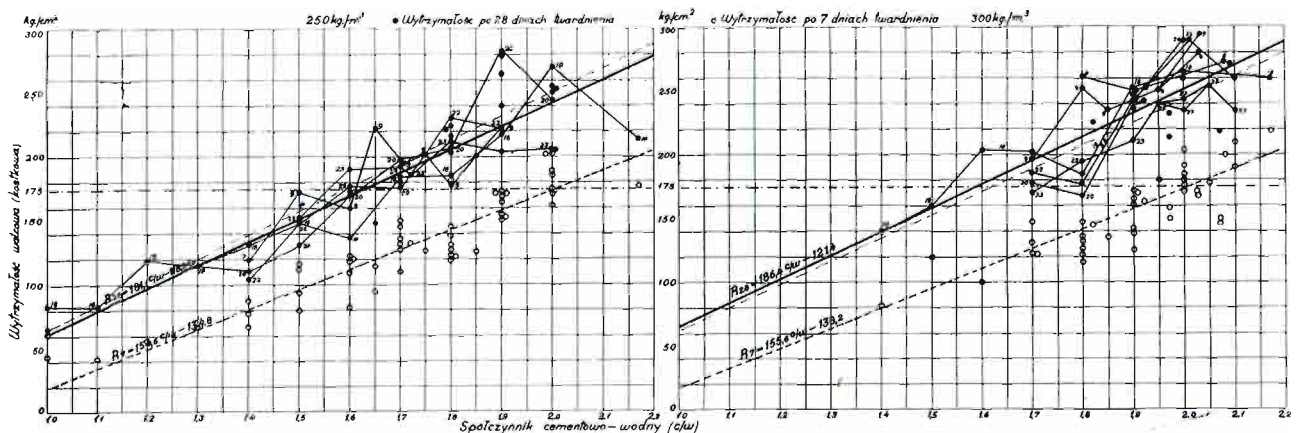
z cyklu badań, przeprowadzonych dla uchwycenia dolnej granicy tolerancji. W wyniku tych badań przyjęto jako dopuszczalną tolerancję odchylenia $\pm 2,5\%$ w zasadniczych punktach podziału. W dotychczasowych rozważaniach kładłem nacisk na badania mieszanin z punktu widzenia przesiąkliwości betonów okładzinowych, istotnie bowiem przesiąkliwość betonów była główną troską w czasie przeprowadzania badań nad ustalaniem krzywej przesiewu. Poza tym badano pod względem wytrzymałościowym zarówno betony o dozowaniu cementu $P = 300 \text{ kg/m}^3$ jak i betony o dozowaniu $P = 250 \text{ kg/m}^3$ betonu oraz przeprowadzono szereg badań przy innych dozowaniach, które jednak doprowadziły do potwierdzenia słuszności uprzednio przyjętych doznań podstawowych.

Wytrzymałość betonów.

Rys. 5 przedstawia wyniki badań wytrzymałościowych, przeprowadzonych dla betonów o dozowaniu cementu 300 i 250 kg/m^3 betonu. Na wykresach zestawione są wytrzymałości betonów 7 i 28-dniowych w zależności od wartości c/w . Każdy z punktów podany na wykresie przedstawia wartość średnią otrzymaną z serii próbek, złożonej z trzech walców. Zgodnie z kształtem przyjętym przez Bolomeya, wprowadzono prostolinijne zależności pomiędzy wytrzymałością a stosunkiem c/w . Każda z prostych wyośredkowana jest metodą najmniejszych kwadratów. Dla zobrazowania wpływów krzywych przesiewu na wytrzymałość, punkty otrzymane z mieszanin o tej samej krzywej przesiewu połączone są prostymi (Nr przy punktach oznacza krzywą przesiewu). Naogół nie daje się zauważyć wybitnej przewagi którejs z zbadanych krzywych przesiewu. Jedynie na wykresie dla betonów o dozowaniu cementu 300 kg/m^3 , wykres odpowiadający krzywej przesiewu Nr 23 przebiega nieco niżej od innych. Należy zauważyć, że krzywa ta dała również niepomyślne wyniki pod względem przesiąkliwości. Porównując przebiegi przeciętnych zależności wytrzymałości od c/w , widzimy, że wykresy dla betonów o dozowaniu 250 kg/m^3 przebiegają nieco niżej od wykresu dla 300 kg/m^3 . Z rozpatrzonych wykresów wynika zatem, że najważniejszym czynnikiem, wpływającym na wytrzymałość jest spójcznik cementowo-wodny (c/w). Nie należy tego bynajmniej rozumieć, że z punktu widzenia wytrzymałości sprawa uziarnienia kruszywa i dozowania

cementu jest rzeczą obojętną, lecz, że wytrzymałe betony można uzyskać na krzywych przesiewu, zmieniających się w dość dużych granicach oraz, że zmiany dozowania cementu nie wpływają gwałtownie na wytrzymałość. Wszystko to jednak pod warunkiem dostatecznej ilości cementu dla utworzenia dobrej zaprawy oraz dostatecznej ilości zaprawy dla wypełnienia próżni materiału grubszego. Zastrzeżenia te podaję z uwagi na to, że wszystkie badane w Roznowie mieszaniny bądź co bądź odpowiadały tym warunkom i nie chcę aby z podkreślenia przeważającego wpływu spójcznika c/w na wytrzymałość mogły być wysnute zbyt daleko idące wnioski i doprowadzić do błędnej interpretacji tej zależności. Przytoczone uwagi prowadzą do wniosku, że przy projektowaniu betonów w których nie zależy na szczelności, a jedynie stawiane są wymagania wytrzymałościowe, należy również zwracać baczną uwagę na należyte dozowanie ilości cementu do ilości piasku, oraz ilości zaprawy do porowatości grubszego kruszywa, słowem w tym wypadku nie wolno pomijać zależności wynikających z rozpatrywanego przez prof. Paszkowskiego otulenia, względnie podanego w A. B. C. (Anweisung für Mörtel und Beton) stopnia wypełnienia.

Nasuwa się tu jeszcze uwaga, że przy metodzie prof. Paszkowskiego zwrócona jest baczną uwagę na ilość zaprawy, lecz może zamała omówiona jest zawartość cementu w zaprawie. Ustosunkowanie ilości cementu do piasku mogłoby być bardzo pożądanym i celowym rozszerzeniem przejrzystości skonstruowanej metody prof. Paszkowskiego. Wracając po tej dygresji do omawiania badań roznowskich nadmienię, że wytrzymałościowe badanie nad betonami o dozowaniu cementu 200 kg/m^3 , obejmowały nie tylko przytoczone wyżej krzywe przesiewu ustalane z punktu widzenia szczelności, lecz i kilka innych krzywych, a to w przewidywaniu, że dla betonów szczelnych mogło się okazać koniecznym zastosowanie krzywej znacznie odbiegającej od przeciętnej krzywej żwirowiska „Witkówka” i w tym wypadku celowym by było, dla lepszego wykorzystania materiału, zastosowanie odmiennej krzywej dla betonów okładzinowych niż dla pozostałych. Ponieważ badania doprowadziły do ustalenia krzywej „Roznow”, odpowiadającej w przybliżeniu składowi naturalnemu, przeto zaproponowano jednakową krzywą dla obydwóch betonów. Przypuszcza należy, że przy praktycznym wykonaniu betonów stosowanie niezmienionej krzywej przedstawia zna-



Rys. 5. Wytrzymałość betonu na ściskanie w funkcji spójcznika cementowo-wodnego (c/w).

czne ułatwienie przez wzgląd na niezmiennie ustawienie aparatów dozujących. Przyjmując kryteria wytrzymałościowe podane na początku można orzec, że ze względu na wytrzymałość, najniższymi wartościami współczynnika c/w , do których wolno zejść są: dla betonów o dozowaniu cementu 300 kg/m^3 , $c/w = 1,6$ dla betonów 250 kg/m^3 , $c/w = 1,65$.

Są to oczywiście wartości skrajne i podniesienie ich jest ze wszelkich miar pożądane do granic, na jakie pozwoli urabialność betonu.

U r a b i a l n o ść.

Jak już wspomniałem przy omawianiu przyjętych wymagań dla betonów, sprawa urabialności nastręcza pewne trudności, bowiem przy grubszym kruszywie zarówno opady stożków Abramsa jak i rozplawy na stole Grafa nie dają dobrego kryterium liczbowego dla określenia konsystencji i związanym z nią pojęciem urabialności. Przy przeprowadzeniu doświadczeń daje się bowiem zauważyć, że w wielu wypadkach następuje rozsyp powodowany przypadkowym ułożeniem większego (zwłaszcza spłaszczonego) ziarna, a betony o minimalnym opadzie stożka jednakże dają się zupełnie dobrze układać w formach nawet przez zwykłe działanie. Nie poruszam tu przydatności innych metod określania urabialności, wspominać jedynie o stosowanych w Rożnowie. Jednakże — jak można sądzić z literatury — brak jest dotychczas właściwego doświadczalnego sposobu, dającego bezwzględnie dobrą charakterystykę urabialności. Z konieczności zatem zatrzymano się na dobieraniu najwłaściwszego dozowania wody przez obserwację podatności mieszaniny do łatwego układania w formach.

W trakcie badań dało się wyraźnie zauważyć, że w betonach o mniejszym dozowaniu cementu, dla osiągnięcia tej samej urabialności należy stosować niższą wartość współczynnika c/w niż przy betonach bogatszych w cement (porównując naturalnie betony o podobnym uziarnieniu kruszywa). Nie zagłębiając się tu w obszernie rozpatrywanie różnych czynników wpływających na dozowanie wody, ograniczę się jedynie do stwierdzenia, że na podstawie szeregu doświadczeń dla przyjętych krzywych przesiewu ustalono następujące współczynniki: przy dozowaniu 300 kg/m^3 $c/w = 1,9$, przy dozowaniu

250 kg/m^3 $c/w = 1,7$. Otrzymana przy tych współczynnikach konsystencja betonu odpowiada temu, co można określić jako beton plastyczny (półciekły) nadający się do ubijania.

Ustalone wartości współczynników c/w leżą powyżej minimalnych granic potrzebnych ze względów na wytrzymałość, oraz odpowiadają dobrym wynikom pod względem przesiąkliwości (rys. 4). W ten sposób doszliśmy do całkowitego ustalenia składu betonu zaproponowanego do budowy zapory w Rożnowie.

Poniżej podaję ostateczny skład betonu ustalony na podstawie przytoczonych badań. Ilości materiałów zestawione są wagowo w kg na 1 m^3 betonu.

	K r u s z y w o				Ce- ment	woda	c/w
	0.25-2	2-10	10-30	30-80			
% skład kruszywa	27.8	16.6	27.8	27.8	—	—	—
Mieszanina dla bet. okł.	550	323	550	550	300	158	1.9
Mieszanina dla korp. zap.	550	323	550	550	250	147	1.7

U w a g a: ze względu na małe różnice dozowania cementu dla celów praktycznych ustalono te same ilości wagowe na 1 m^3 betonu.

Przytoczyłem tu wyniki prac laboratoryjnych przeprowadzonych dla ustalenia mieszanin betonu.

W praktyce dozowania te może ulegną pewnym zmianom zwłaszcza przy zastosowaniu wibrowania, ilości wody zapewne ulegną zmniejszeniu, na co wskazują zarówno badania przytaczane w literaturze jak i niektóre badania przeprowadzone w Rożnowie. Ponieważ jednak zagadnienie wibrowania wymaga obszerniejszego omówienia i większej ilości badań niż te, które były przeprowadzone dotychczas w Rożnowie, przeto odkładam to do omówienia w innym artykule.

Czy inne czynniki przy wykonaniu wielkich mas na budowie nie nakażą również pewnych zmian w składzie betonu i czy ustalone mieszaniny należyście spełnią stawiane im wymagania — pokaże praktyka.

Doc. Dr Inż. Kazimierz Wóycicki

Zapory wodne budowane przez Rząd Federalny St. Zjednoczonych Ameryki Północnej.

(dokończenie)

COLORADO RZĘKA CUDÓW I ZAPORA BOULDER.

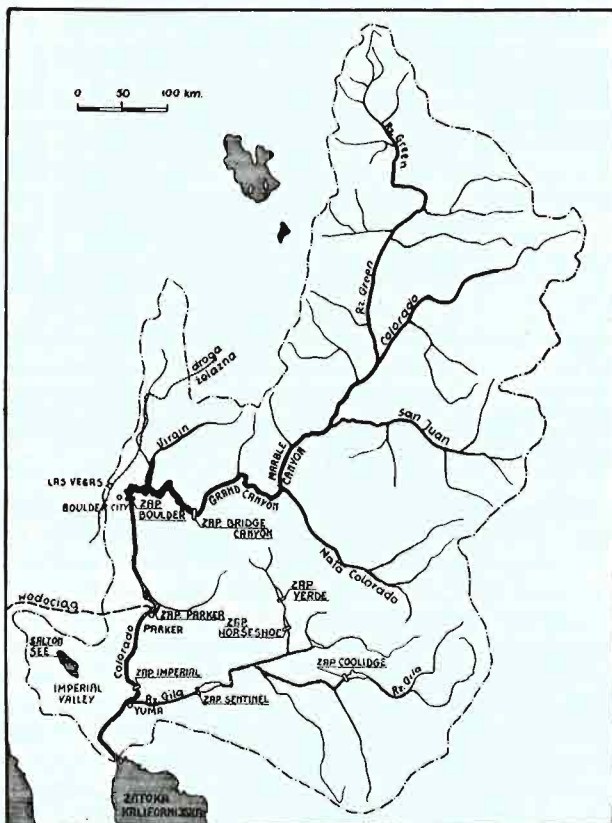
Nim przystąpię do opisu zapory Boulder, aby wyjaśnić genezę projektu, muszę parę słów poświęcić rzece Colorado.

Od źródła do ujścia Colorado ma długość 2.736 km i zasilana jest wodami z dorzecza 631.920 km². Główna część spływu, gdyż prawie 75% po-

chodzi z lodowców i śniegiem pokrytych szczytów górskich, tworzących dział wód na północnym krancu jej dorzecza. Niegdyś wody rzeki miały bieg krótszy nim dosięgły morza. Rzeka, niosąc wielkie ilości namulów i osadzając je przy ujściu, utworzyła olbrzymią deltę. Procesy górotwórcze, wypiętrzające szczyty Sierry, wyniosły również i ujście rzeki, zmieniając jej łóżysko w suchy ląd; rzeka wówczas zaczęła się na nowo przedzierać,

przerzynając swą drogę w materiale przez siebie złożonym.

Gdzie bieg rzeki był powolny wyrzeźbiła ona sobie szerokie łozysko; tam zaś, gdzie różnice terenu większe i siła prądu duża, przecięła wąskie i stosunkowo głębokie doliny. Rejony te podlegały trzem wielkim wypiętrzeniom, sięgającym 600—900 m powyżej poziomu morza. Kolejno następowaly po sobie wypiętrzenia i zalewy. Zmiany te trwały w okresie 5-ciu geologicznych er, a Colorado pracowała i bezustannie złobiła swe koryto przez piaski i skały. W ten oto sposób powstały jej potężne kaniony, zaliczone do cudów natury, to też Amerykanie zowią Colorado rzeką cudów.



Rys. 21. Dorzecze rz. Colorado.

Złobiąca siła rzeki wzmagana była przez erozyjne podmuchy wiatru i deszcze. Suma tych sił erozyjnych była olbrzymią, dość powiedzieć, że nie ma miejsca w dorzeczu, któreby nie uległo mniejszej deniwelacji niż 300 m, a na przestrzeni 518.000 km² dorzecza wyniosła ona średnio 1.800 m. Erozyja przecięła różnego rodzaju wapień, piaskowce, kwarcyty i granity a nawet na odcinku 80-cio kilometrowej długości rzeka wycięła swe koryto w lawie, która, wylawszy się z niegdyś czynnych wulkanów, zapełniła jej koryto na głębokości 60—90 metrów. Obecnie rzeka rzeźbi swe koryto w wielkiej masie twardego czarnego gneisu.

Colorado jest wyjątkiem wśród wielkich rzek świata. Prócz wyróżniających ją cech fizycznych różni się ona przede wszystkim od innych rzek o podobnej wielkości tym, że wysiłki ludzkie wykorzystania jej w jakikolwiek sposób były dotychczas bezskuteczne. Po przeszło stu latach jej poznania przez białego człowieka służy mu tylko w nieznacznym stopniu, pozwalając wyzyskać nie-

co swą potencjalną energię. Te cechy rzeki tym bardziej uwydatniają wielkość wykańczonego projektu zapory Boulder, pozwalające na ujarzmienie rzeki i jej wykorzystanie do rozlicznych celów, które przez tak długi czas zdawały się nie do osiągnięcia.

Colorado niesie ku zatoce Kalifornijskiej olbrzymie ilości materiału zawieszonego. Średnia zawartość namułu wynosi 0,8% całkowitego przepływu. Te masy osadzone rokrocznie przy ujściu rzeki zmieniły całkowicie topografię jej końcowego biegu oraz zatoki Kalifornijskiej. W dawniejszych czasach północny brzeg zatoki sięgał na 240 km w głąb obecnych terenów. Stopniowo rzeka zamulała zatokę, tworząc jednocześnie jakby przetamowanie górnej jej części, odcinając w ten sposób północną część od właściwej zatoki. Z biegiem wieków teren uległ stopniowej kolmatacji a wody wyparowały, pozostając tylko w najgłębszej części terenu, zwanej Salton Sink, względnie Sea, i w ten sposób powstała dolina zwana Imperial. Teren odciętego obszaru spada ku najniższemu miejscu, w którym tafla wodna leży o 85 m niżej normalnego poziomu wód Pacyfiku.

W dalszym ciągu rzeka podnosiła stopniowo swe koryto, tak że dzisiaj płynie przez deltę, która w kilku miejscach leży do 60 m wyżej ponad pobliskim terenem. W okresach wielkich powodzi wody Colorado mogą się wzniesć powyżej stworzonej przez rzekę tamy i przelać się w stronę Salton Sea. Stanowi to stałą wielką groźbę dla mieszkańców doliny Imperial. Dolina ta jest nadzwyczaj żyzną, jednak wielki jest tu brak opadów, stąd też powstał projekt nawodnienia uprawnych pól wodą z Colorado, zrealizowany w postaci 840 km kanałów głównych i lateralnych.

Nad mieszkańcami doliny Imperial stale wisiała jednak groźba wylewu kapryśnej rzeki. W roku 1904 część wód Colorado przedostała się w stronę doliny przez kanały nawadniające, powodując zalewy a w skutku, do chwili zamknięcia w lutym 1907 miejsca przerwanego przez rzekę, podniesienie się zwierciadła wody Salton Sea o 22 m. Gdyby wysiłki walczących z żywiołem wodnym nie były uwieńczone pomyslnym skutkiem groziło zalanie całej doliny Imperial i nim masy nagromadzonej wody wyparowałyby wiele wieków musiałoby minąć.

Walka była niezmiernie trudna wobec nadzwyczaj małej zwięzłości materiału podłoża. Pale bite na 21 m głębokości były po zabiciu przesuwane z miejsca lub zmiotane. Szybki dowóz kamieni, żwiru umożliwił usypanie stopniowo ochronnego wału, uszczelnionego następnie przeciwko przesiekaniu. Zwycięstwo okupione było kosztem 2 milionów dolarów.

Rzeka była powstrzymana, lecz nie zwyciężona, a podnosząc swe dno na wysokość około 3 m rocznie znowu w roku 1909 zagroziła zalewem, przerywając się przez swój brzeg o 47 km poniżej Yumy.

Koszta robót ochronnych wyniosły do roku 1930 — 7 mil. dolarów, przy czym nie wlicza się w tę kwotę sum przeznaczonych corocznie w wysokości 1,4 mil. dolarów na oczyszczanie z namułu wody pobieranej do nawodnień.

Od czasu uruchomienia urządzeń nawadniających w dolinie, przed 29-imi laty, powierzchnia uprawna wzrosła do 62.000 ha, a ludność do 75.000 głów. Roczna wartość produktów rolnych w dolinie Imperial oceniana jest na 100 mil. dolarów. Istniały więc ekonomiczne podstawy dla ochronienia tak żywej i produkcyjnej okolicy przed groźącym jej stale, ze strony kapryśnej Colorado, potopem. Sytuację można było radykalnie zmienić przez powstrzymanie fali powodziowej rzeki, jej zmniejszenie, spłaszczenie. Cel ten osiągnięty zostaje przez wybudowanie zapory Boulder.

Od chwili pierwszego pomysłu do czasu ostatecznego skryształizowania się projektu budowy zapory upłynęło 25 lat.

Z uwagi na różne fizyczne i klimatyczne warunki Colorado można ją podzielić na trzy odcinki. Partia zlewni utworzona przez część stanów Colorado, New Mexico, Utah i Wyoming nadaje się do użycia wód rzeki dla nawodnienia i wyzyskania sił wodnych w jednakowym stopniu. Środkowy odcinek długości 800 km rzeki, płynącej w kanionach o wysokich, prawie prostopadłych brzegach i spadzie 900 m, nieposiadający prawie zupełnie miejscowego spływu, nadaje się w wysokim stopniu do wyzyskania energii, natomiast prawie zupełnie nie nadaje się do celów nawodnienia. Dolna część Colorado o długości 480 km, płynąca w południowej części Arizony i południowo-wschodniej Kalifornii o spadzie 150 m, nadaje się przede wszystkim do wykorzystania dla rolnictwa. Komisja rządu centralnego, utworzona dla uzgodnienia sprzecznych żądań poszczególnych zainteresowanych stanów, podzieliła dorzecze na dwie części — górną, obejmującą część Arizony, Colorado, New-Mexico, Utah, Wyoming powyżej Lees Ferry i dolną, składającą się z części Arizony, Kalifornii, Nevady, New-Mexico, Utah, leżących poniżej Lees Ferry.

Przepływ Colorado, wynoszący średnio rocznie 21 miliardów m³, podzielono w ten sposób, że użytkownicy części dolnej otrzymać mogą 10,5 miliarda m³, górnej 9,25 miliarda m³.

Duży spad w partii kanionów wyznaczał miejsce budowy zapory w tym odcinku rzeki. Należało tak wybrać miejsce pod zaporę, by stworzyła ona dostatecznie duży zbiornik i tak położony, by linia przesyłowa dla wytwarzanej energii, przeprowadzona do miejsc zbytu, nie była zbyt długa. Wybór padł na Black Canyon, na 724 km rzeki od zatoki Kalifornijskiej. Podłoże doliny i brzegi wytworzone są tu ze skał wybuchowych, rzeka płynie wąską doliną, głęboko wciętą w prawie prostopadłe brzegi.

Ze względu na bezpieczeństwo osiedli wzdłuż dolnego biegu Colorado oraz doliny Imperial budowla piętrząca musiała być specjalnej mocy i trwałości. Zdecydowano się więc na ciężką przegrodę betonową o olbrzymiej wysokości i masie. Wysokość jej wynosi 222 m, szerokość u podstawy 198 m, w koronie 13,7 m; długość 360 m w koronie, a wartość masy betonu 2.675.000 m³. Spód fundamentu sięga 46 m poniżej poziomu niskiej wody w rzece.

Zadania zapory są następujące 1) retencja fal powodziowych, 2) regulacja przepływów, 3) zatrzymanie namulów i 4) wyzyskanie energii wody.

Powyżej zapory stworzony zostaje zbiornik o pojemności 37.620.000.000 m³, o długości 185 km,

posiadający największą szerokość 13 km i głębokość przy najwyższym poziomie piętrzenia 177 m. Powierzchnia zbiornika 58.700 ha, długość linii brzegowej 885 km. Z pojemności zbiornika przeznacza się na zamulenie 863.000.000 m³, dla celów użytkowych 17.270.000.000 m³, retencyjnych fali powodziowej 11.720.000.000 m³. Jest to największy zbiornik sztuczny, zbudowany przez człowieka. Będzie on w stanie zamagazynować blisko siedmiokrotnie większą ilość wody, niż słynny zbiornik Assuan na Nilu, przy podwyższonej zaporze Assuańskiej. W zbiorniku pomieści się prawie dwuletni przepływ rzeki Colorado.

Na zaporze instaluje się zakład wodny o mocy 1.350.000 kW., tj. około 1/4 mocy, która może być wyzyskana na Colorado. Turbiny pracować będą na średnim spadzie 158 m, spadek maksymalny wynosi 177 m. Według obliczeń cena jednostkowa energii stałej wynosić będzie 1,65 centa za kWh, sezonowej 0,5 c. Dochód ze sprzedaży energii ma w ciągu 50 lat wynieść 373 milionów dolarów.

Wobec wielkiej ilości niesionego namułu zbiornik będzie stopniowo nim zapełniany, roczna ilość osadów wyniesie 169 mil. m³. Jeśli nie wybuduje się powyżej zaporę powstrzymujących namuły, zbiornik zamuli się całkowicie w ciągu 222 lat. Spodziewanym jest, że po upływie 10 lat od uruchomienia urządzenia, wody płynące poniżej zapory zmienią swoją zawartość, oczyszczą dno piaszczyste i żwirowe, co będzie wielkim zyskiem dla terenów nawadnianych i miast z Los Angeles na czele, które czerpać mają wodę do swych wodociągów z Colorado.

Budowę rozpoczęto w roku 1931, przewidując 6,5 letni okres budowy. Miejsce budowy znajduje się w okolicy pustynnej, zupełnie niezamieszkałej. Klimat jest bardzo przykry, szczególnie w okresie każdorocznego sezonu letniego. Zupełny brak roślinności, nawet najdrobniejszej trawki, — słońce niemiłosiernie palące tak, że czarne powierzchnie lawy nie pozwalają na dotknięcie ich ręką. Istnie piekło na ziemi.

Dla umożliwienia przewozu olbrzymich ilości materiałów, ciężkich maszyn i urządzeń, zapewnienia łatwego i szybkiego dostępu do placu budowy, zaopatrzenia w tanią energię, oraz wybudowania pomieszczenia dla pracowników w tym pustynnym kraju i klimacie, wybudowano przede wszystkim koleje żelazne, drogi, długą linię przesyłową prądu, oraz osiedle robotnicze.

Długość linii kolejowej od głównej linii Union Pacific Railroad, łącznie z liniami obsługującymi teren budowy wynosi 84 km. W czasie największego natężenia roboty transport dzienny (24 godziny) materiałów na budowę dochodził do 300 wagonów. Drogi asfaltowe o długości 37 km. Linie przeniesienia 357 km długości pod napięciem 88.000 V przeprowadzono z San Bernardino-California. Zużycie miesięczne prądu wynosiło 4 mil. kWh.

Tereny mieszkalne wybrano w odległości 11 km od Black Canyon o położeniu 600 m wyższym, niż poziom rzeki, ze względu na korzystniejsze warunki terenowe i klimatyczne. Dzielnica, w której mieszczą się biura administracji rządowej, została zbudowana dla stałego zamieszkania, pozostałe dzielnice dla czasowego — na okres budowy. Stałe budynki mają służyć za mieszkanie personelowi

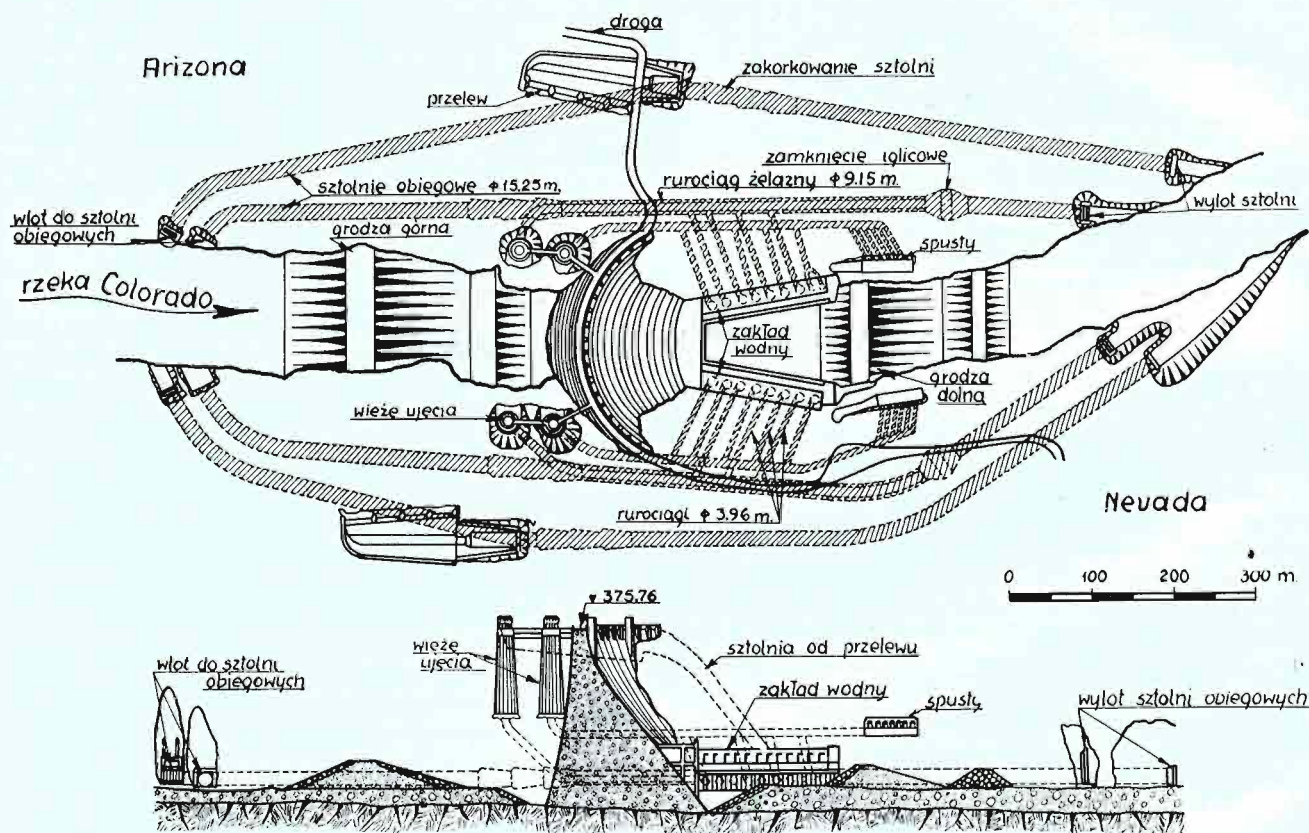
obsługującym zapórę, zakład i zbiornik oraz na pomieszczenie turystów, których spodziewany jest duży napływ. Już w czasie budowy ilość odwiedzających wyniosła w 1934 roku 266.435, a tylko w lutym 1935 — 40.000 osób.

Ludność osiedla dochodziła do 6.000 osób. Domy były wielopokojowe z mieszkaniami jednopokojowymi dla kawalerów na 172 osób i rodzinne osobne domki. Zaopatrzone je we wszelkie wygody, są one ogrzewane i chłodzone powietrzem. Miasto zaopatrzone w wodę, czerpiąc ją z rzeki. Jest ona oczyszczana z mułu, odbarwiana, zmiękczana, filtrowana i chlorowana. Zużycie wody wynosiło na mieszkańca (średnio w roku) 490 litrów dziennie, zaś w dnie letnie 780 litr. Na budowę osiedla wydano 2 mil. dolarów.

Wybudowano różnego rodzaju środki transportu na placu budowy, — początkowo transport odbywał się łodziami i barkami, później zbudowano lekkie mosty wiszące, oraz kolejki kablowe w ilości 5 o nośności po 25 ton, dwie z nich miały b. dużą rozpiętość — 785 m. W ciągu lat pracy należało dostarczyć na teren budowy ponad 8 milionów tonn materiału.

kład wodny, do wypuszczania wody dla potrzeb użytkowników poniżej, oraz dla regulacji przepływu; rurociągi i system wypustów dla doprowadzenia wody z wież ujęcia do zakładu, względnie do urządzeń spustowych; zakład wodny.

Program budowy przewidywał przede wszystkim przewiercenie i obudowę sztolni, wykonanie grodz, przygotowanie wykopu fundamentowego pod zapórę, jej wybudowanie łącznie z urządzeniami dodatkowymi oraz zakładem wodnym, następnie instalację turbin, generatorów i całego jego wewnętrznego urządzenia. Jednocześnie z zakładem budowano urządzenia spustowe i łączące je przewody z wewnętrznymi sztolniami obiegowymi. Przy wykończaniu wież ujęcia i urządzeń spustowych zamknięto wlot do sztolni obiegowej wewnętrznej, piętrząc przez częściowo wykonaną zapórę wodę i przeprowadzając ją, regulując zasuwami, przez zewnętrzną sztolnię obiegową od strony Nevady. W około rok później zasuwę w sztolniach zamknięto, przeprowadzając wodę przez ujęcie w formie wież, umieszczone o 80 m powyżej dna starego koryta rzeki i wypuszczając ją przez zasuwę iglicowe urządzeń spustowych.

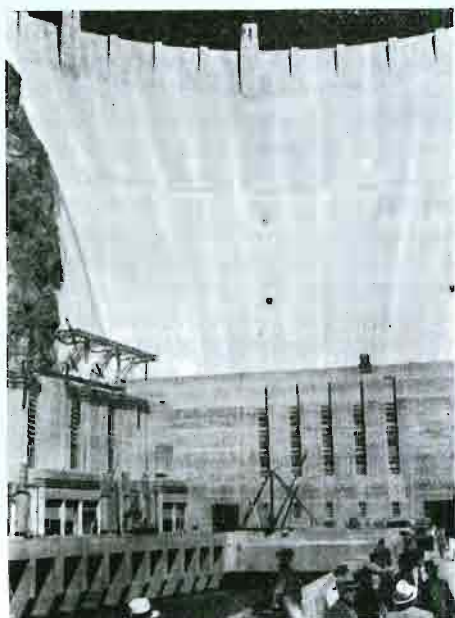


Rys. 22. Sztuczna i przekrój zapory Boulder na rz. Columbi.

Całość konstrukcji przedstawia się następująco. Cztery sztolnie obiegowe o średnicy 17,1 m, po dwie z każdej strony rzeki dla skierowania przez nie wód rzeki w czasie budowy; dwie grodze, zamykające miejsce budowy zapory, skierowujące wody do sztolni, oraz pozwalające osuszyć wykop fundamentowy; zapora piętrząca maksymalnie wodę o 178 m; dwa przelewy, po jednym z każdej strony kanionu dla odprowadzenia wielkich wód; cztery wieże jako ujęcie wody ze zbiornika na za-

Dla umożliwienia wyrobienia masy betonu, zainstalowano olbrzymie urządzenia. Kruszywo i piasek dostarczany był z miejsca składu o 16 km powyżej zapory po stronie Arizony. Dla transportu zbudowano trzy linie kolejowe. Główne urządzenia sortowni składały się z gryzaków kamieni o ponad przepisowej średnicy, serii stalowych wież złączonych transporterem taśmowym, baterii płótczek i sortowni piasku, systemu sortującego kruszywo i ładującego je na wagony. Materiał ze składu był ła-

dowane dźwigami linowymi, pojemności 3,8 m³ do wagonów 50-io tonowych i przewożony do sortowni koleją, przekraczając rzekę po moście na palach. Stąd materiał szedł na urządzenia mieszające. Sortownia była w stanie przesortować 700 ton materiału na godzinę średnio, przy maksymalnej wydajności 1.000 ton/godzinę.



Rys. 23. Widok na zapórę od dolnej wody.

Betoniarnie były zainstalowane dwie, jedna w pobliżu dna kanionu o 1.200 m powyżej zapory, druga na brzegu Nevady w odległości 180 m od zapory. Obydwie zaopatrzone były w najnowsze urządzenia do automatycznego odważania, dawkowania i w wiele betoniarek o pojemności 3 m³. Dolna betoniarnia dostarczająca beton na zapórę do czasu wyprowadzenia jej na wysokość 100 m przestała być czynną w grudniu 1934 r. Wydajność obu 350 m³/godzinę.

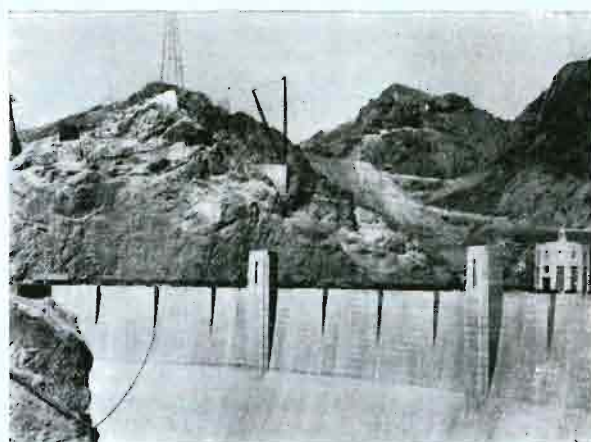
Maksymalna wydajność obu betoniarni wynosiła 10.000 m³ dziennie, osiągnięta zaś na budowie 7.650 m³.

Woda czerpana była z Colorado i po oczyszczeniu z namułu pompowana do zbiorników, umieszczonych przy betoniarniach.

Cement, przychodzący wagonami, był przeprowadzany pneumatycznie do stacji mieszającej go

i stąd znowu pneumatycznie do betoniarni, — rurą 150 mm do silosów stacji górnej i rurą 225 mm 1,6 km długości do stacji dolnej. Mieszanie cementu odbywało się dlatego, żeby otrzymać cement o różnych właściwościach chemicznych, oraz dla otrzymania bardziej jednolitego produktu cementu, tego samego typu, dostarczanego przez różne fabryki.

Dla zmniejszenia do minimum skurczu w masie betonu stosowano specjalny rodzaj cementu o możliwie niskiej temperaturze wiązania. Szereg przeprowadzonych doświadczeń doprowadził do wniosku, że najkorzystniej będzie użyć dwa rodza-



Rys. 24. Widok na koronę zapory.

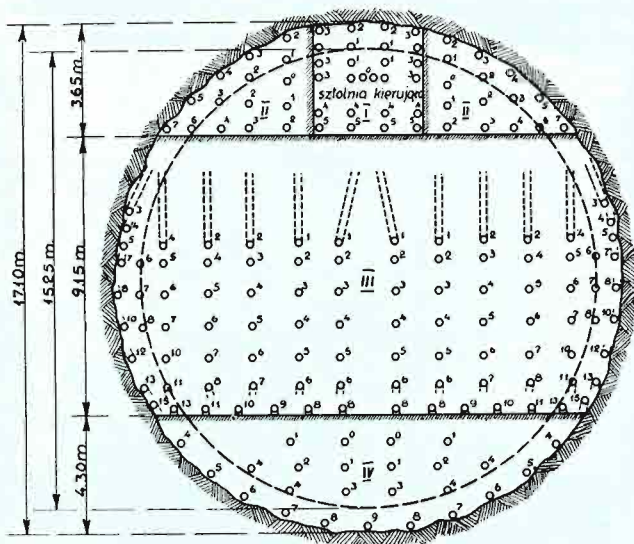
je cementu — 2 typy o różnej temperaturze wiązania: typ A o niższej i B o wyższej. Zasadniczo pierwszy używany był w okresach cieplejszych, drugi w sezonach niższych temperatur. Odpowiednio do potrzeby mieszano również obydwa rodzaje, dla osiągnięcia określonej ciepłoty wiązania. Do budowy zapory używany był głównie typ A. Jego właściwości były następujące: temperatura wiązania o 33% niższa od temperatury zwykle stosowanego cementu, znacznie lepsza zdolność przerabiania i przez to dobroć betonu przy małym stosunku wody (głównie ze względu na znacznie dokładniejsze i drobniejsze zmielenie), wzrost wytrzymałości na razie powolny, końcowa jednak wytrzymałość większa, niż betonów wykonywanych przy użyciu normalnych rodzajów cementu.

Stosunki składników mieszaniny betonu o niskiej ciepłocie wiązania były następujące:

Składniki	Średnica ziarn mm	Stosunek mieszaniny	Ciężar objętoś.	Ciężar własc.	Procent przestrzeni wolnych
Cement	—	1.00	—	—	—
Piasek	—	2.45	1.73	2.64	33
Drobny żwir	6.4—19	1.75	—	—	—
Średni "	19.0—38	1.96	—	—	—
Gruby "	38.0—76	1.66	—	—	—
Kamienie	76—229	2.18	—	—	—
Żwir razem	—	—	1.93	2.69	28
Łącznie kruszywo i piasek	—	—	2.17	2.67	17
Woda	—	0.54	—	—	—

Stosunek mieszanki wynosił: 1 część cementu na 9,5 części pozostałych składników. Wszystkie betony wibrowane.

Budowę sztolni rozpoczęto wierceniem sztolni kierujących 3,65 × 3,65 m, umieszczając je pod samym wierzchem przekroju. Wiercenie prowadzono z obu stron i od środka, dochodząc do tego miejsca przez sztolnię boczną. Wiercenie było więc rozpoczęte w 16-u punktach. Przekrój dalej powiększono do rozmiarów 12,8 × 17,10, a w końcu do definitywnej średnicy wiercenia 17,10 m. (rys. 25).



Rys. 25. Rozkład punktów wierceń przy budowie sztolni obiegowych.

Do wierceń używano specjalnych urządzeń zwanych „Jumbos”. Każde z nich w postaci żelaznego rusztowania posiadało do 30 świrdrów, poruszanych sprężonym powietrzem. Można było dzięki temu wywiercić i załadować około stu otworów 6-io metrowej głębokości w przeciągu 4-ch godzin pracy. Wstrzeliwanie się następowało odcinkami około 5-io metrowej długości, rozluźniając do 1.000 ton skały, usuwanej normalnie w ciągu 4-ch godzin przy pomocy bagrów łyżkowych elektrycznych o pojemności 2,7 m³ oraz zeskładów wagonowych 6—7,6 m³ pojemności.

Dla obsługi świrdrów wykonano dużą instalację sprężającą powietrze o wydajności 460 m³/minutę. Sprężarki te następnie użyto do urządzenia chłodni wody, cyrkulującej w przewodach zabetonowanych w masie zapory, wstawiając odpowiednio w maszynie cylindry z amoniakiem.

Wiercenie ukończono w maju 1932 r. Ilość wystrzelanej skały wyniosła 1.150.000 m³, na co zużyto 1.615.000 kg dynamitu tj. 1,405 kg dynamitu na 1 m³.

Sztolnie zostały obudowane płaszczem betonowym średnio na grubość 0,90 m, przy czym spód betonowano normalnym sposobem, boki—posługując się szalowaniem stalowym o wadze 250 ton w odcinku 240 metrowym. Górny łuk budowano, używając poprzedniego rusztowania stalowego, wstrzeliwując beton pod ciśnieniem 7 atmosfer. Beton do-

starczany był z betoniarni dolnej. Po wykonaniu płaszczki wiercono w nim otwory aż do skały, włączając w nie cement dla jej uszczelnienia, oraz zapewnienia nieuszczelnności pomiędzy płaszczem i skałą. Powierzchnie zewnętrzne pokryto natryskiem specjalnej mieszanki asfaltowej. W obudowie umieszczono 229.000 m³ betonu w ciągu okresu 368 dni.

W listopadzie 1932 roku można było wody rzeki przeprowadzić przez sztolnie od strony Arizony. W tym celu zbudowano przez rzekę most na koźlach nieco poniżej wlotów do sztolni i z chwilą, gdy część wód zaczęła płynąć sztolniami, rozpoczęto sypanie w poprzek rzeki tamy dla skierowania całej wody Colorado do sztolni. W ciągu 24-ch godzin most był pokryty tamą, podniesioną następnie wyżej i rozszerzoną. Podobna tymczasowa grodzia była usypana powyżej wylotów sztolni. Przestrzeń między nimi została osuszona i przystąpiono do wykopów pod górną i dolną grodzą ochronną. Grodze budowane były z warstw ubijanej ziemi, a skarpy wzmocnione i ochronione przez nasypy kamienne lub płyty betonowe. Dla uniemożliwienia przesączania się wody w miejscu połączenia się grodz z brzegiem, wybudowano na całą wysokość grodz jakby betonowe szykany złączone ze skałą brzegu, zaciętymi powierzchniami zaś — z zaporą ziemną. Skarpę odwodną grodz górnej ubezpieczono płytami żelbetowymi grubości 15 cm, a dla uniemożliwienia przesiąkania dołem zabito żelazną ścianką szczelną. Poniżej dolnej grodz usypano tamę kamienną dla ochrony grodz od wpływu falowania, wynikającego z burzliwości ruchu wypływających ze sztolni wód. Skarpy wewnętrzne ochronione były nasypem kamiennym.

Materiał na grodze dostarczany był wagonami, sypany warstwami i ubijany 6-tonowymi palczastymi walcami. Budowa trwała dwa miesiące. Górna grodz ma szerokość 230 m u spodu, 21 m w koronie, wysokość 30 m i długość 147 m; dolna 150 m, 15 m i 20 m wysokości. Koszt sztolni i grodz wyniósł 23 mil. dolarów.

Po skończonej budowie usunięto dolną tamę kamienną i osyp kamienny, zaś materiał grodz wybagrowano i wrzucono do rzeki, która poniosła go w dół. Grodz górna pozostaje na miejscu.

Bardzo trudną i niebezpieczną robotą było oczyszczenie skalnych partii przyczółkowych zapory ze względu na miejscami prawie prostopadłe ściany, oraz znaczną ich wysokość. Robotnicy pracowali na linach lub w koszach, wierząc otwory dla wystrzeliwania skały.

Wykopy pod przyczółki zapory rozpoczęto po skierowaniu wód przez sztolnie obiegowe na krótko przed ukończeniem grodz, prowadzono je odpowiednio do łukowego kształtu górnej części zapory, mającej pracować jako łuk, przechodząc dalej w formę przęstą dolnej masywnej części zapory. Roboty szły w szybkim tempie. Bagry pracowały po 24 godziny na dobę, ilość wydobytego piasku, żwiru i skały wyniosła przeszło 380.000 m³.

Odkrywka skalna wykopu została oczyszczona i 6 lipca 1933 r. rozpoczęto betonowanie. Wydajność średnia dzienna wynosiła 4.052 m³ maksymalna 6.116 m³. Skała pod fundamentem zapory została uszczelniona zastrzykami cementu, pionowymi na głębokość 9 m i ukośnymi na głębokość

30 i 50 m, pod ciśnieniem dochodzącym do 7 atmosfer.

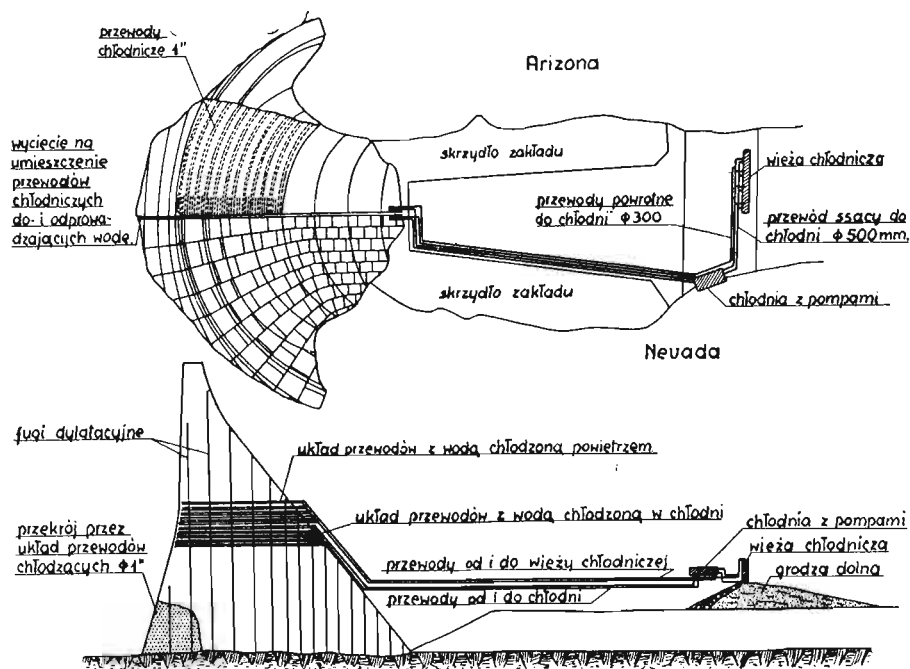
W drugiej połowie lata 1935 r. roboty betonowe zakończono, zużywając na ułożenie w budowlę 2.675.000 m³ betonu przy pomocy 1.200 ludzi i nowoczesnych maszyn niespełna dwa lata.

Zapora, jak wspomniano, jest typem zapory ciężkiej w dolnej swej części i łukowej w górnej, o promieniu osi 150 m, a wadze całkowitej około 6,5 mil. ton.

Umieszczenie tak olbrzymiej masy betonu w konstrukcji w ciągu stosunkowo krótkiego czasu zmuszało do pewnego systemu pracy i budowy. Przy użyciu Portland-cementu temperatura wiązania, wynikająca z procesów chemicznych stosunkowo znacznie wzrasta i gdyby chłodzenie miało następować samoczynnie, to z uwagi na olbrzymią masę, upłynęłoby przeszło 150 lat, nim temperatura wnętrza zapory zrównałaby się z temperaturą

Początkowo chłodzono beton wodą o temperaturze nieco niższej od temperatury powietrza, a mianowicie 18,4°C, a następnie wodą z chłodni o temperaturze 4,4°C aż do pożądanego ochłodzenia betonu. Rury chłodzące zaopatrywane były w wodę z ciągu głównego, średnicy 300 mm, dochodzącego do powierzchni powietrznej zapory, posiadającego od tego miejsca przewody \varnothing 150 mm, zmontowane poziomo, w wycięciu idącym w środku w poprzek zapory; wycięcie to zabetonowywano, gdy skończono chłodzenie odpowiadającej mu warstwy zapory. Rury, doprowadzające wodę, były starannie izolowane korkiem.

W wycięciu układano dwa ciągi \varnothing 150 mm; od jednego odgałęziały się rury 1 calowe chłodzące, idące wzdłuż zapory, zakręcające przy przyczółku zapory o 180° i wracające znów przez masę zapory do drugiego ciągu zbiorczego \varnothing 150 mm. W ten sposób w pierścieniach rurowych, zabetonowywanych



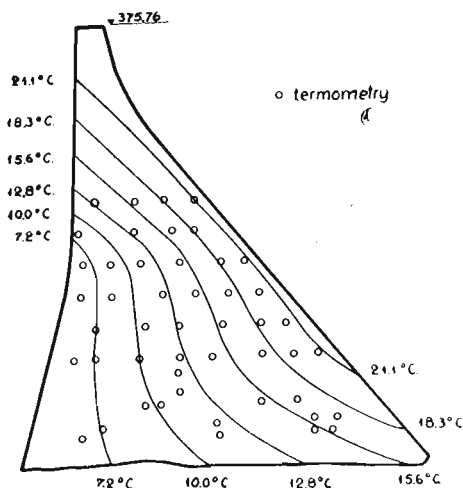
Rys. 26. Układ chłodzenia betonu zapory Boulder.

otaczającego ją powietrza. Niejednostajne chłodzenie masy betonu wywołałoby naprężenia, powodujące w skutku pęknięcia. Dla uniknięcia tego, zapora była budowana stopniowo w postaci kolumn o wymiarach w rzucie $7,6 \times 9,10$ m od strony dolnej wody i $15,2 \times 18,2$ m od strony górnej, przy czym w masie betonu umieszczone były jednocalowej średnicy rury, chłodzące wzdłuż budowli (w odstępie pionowym 1,5 m i poziomym 1,75 m) oraz rury dla wprowadzenia zaprawy pod ciśnieniem wzdłuż ścian kolumn. Beton, dostarczany w cylindrycznych kubłach o pojemności 6,1 m³, był kładziony warstwami 1,5 grubości i to w ten sposób, że dostarczano go w miejsca kolumn, położone bliżej dolnej wody, pozwalając na ułożenie się jego według naturalnej skarpy, następną warstwę otrzymywano z końca przeciwnego, w ten sposób otrzymywano klinowanie się warstw. Ściany pionowych bloków miały zażębienia w odstępie 3-ch m. Różnica w wysokości sąsiednich bloków dochodziła do 10,7 m.

w masie betonu, krążyła woda, poczynając od stacji chłodzącej złączonej ze stacją pomp i wracając po nagrzaniu ciepłem wiązania betonu do niej dla ochłodzenia. Pierścienie rur 1 calowych posiadały długość 66—410 m, przy średniej długości 157 m. Rury 1 calowe łączone były na specjalne złącza, pozwalające na przesunięcie się rury, odpowiednio do powstającego skurczu betonu. Różnica w temperaturze wody wchodzącej w masę betonu i wychodzącej wynosiła 4° C, wahając się od 2,2° do 6,7°C. Ze względu na różne temperatury otoczenia zewnętrznego od strony odwodnej i powietrznej, chłodzenie tak prowadzono, aby osiągnąć przewidywany ostateczny rozkład temperatur w masie zapory (rys. 27).

Po ochłodzeniu pewnej warstwy zapory do określonej temperatury, przewód zaopatrujący przeniesiono wyżej, spary zaś na połączeniach ścian kolumn wynikłe z ochłodzenia i skurczenia betonu wypełniano przy pomocy wciśniętego przez rury, posiadające otwory, mleka cementowego.

Wypełnianie szwów następowało dla ochłodzonej masy betonu w warstwach 15 metrowych a ciśnienie wtłaczania dochodziło do 21 atm. Sekcje ochłodzone mogły następnie przyjąć temperaturę otaczającego powietrza. W ten sposób osiągnano ścisły kontakt poszczególnie zabetonowanych kolumn, uniknięto sił rozciągających oraz osiągnięto doskonały kontakt poszczególnych warstw zapory z brzegami kanionu.



Rys. 27. Rozkład temperatur w masie zapory po ochłodzeniu betonu.

Stacja chłodnicza zaopatrzona była w trzy kompletne jednostki w ruchu i jedną zapasową oraz pompy tłoczące wodę. Sprawność stacji była równoważna produkcji 1.000 ton lodu w ciągu 24 godzin. Przepływ wody przez każdy pierścień wynosił 15,0 litrów na minutę. Masa wody cyrkulującej w jednostce wynosiła 23,0 m³ na minutę. Długość rur chłodzących w zaporze okrążyło 925 km, a rur dla uszczelniania zaprawą 322 km.

Ze względu na wysokie temperatury letnie, połączone z b. małą wilgotnością powietrza, zwrócono specjalną uwagę na zraszanie zewnętrznych powierzchni betonu. W okresie lata zajęta była przy tym w dzień stale grupa 17-u, w nocy 12-u robotników.

Dla stałej kontroli temperatury oraz badania zachowania się masy betonu zainstalowano wewnątrz zapory elektryczne termometry, tensometry oraz dylatacjometry. Aparaty pozwalają na jednoczesne określanie zmian długości i naprężeń. W dolnej części zapory stwierdzono otwarcie się fug do 1,6 mm.

Wpływ ze zbiornika będzie regulowany, odpowiednio do ilości wody przechodzącej przez turbiny, przez iglicowe zasuwy spustów. W wyjątkowych wypadkach, gdyby zbiornik był pełny, jako wynik niespotykanych wielkich powodzi, lub zachodziła potrzeba przygotowania górnej warstwy zbiornika na przyjęcie nadchodzącej fali powodziowej dla przepuszczenia nadmiaru wody służyć mają dwa przelewy zamknięte klapami bębnowymi, z których woda przechodzić będzie przez krótki kanał do zewnętrznych sztolni obiegowych.

Każdy przelew jest w stanie przepuścić 5.660 m³/sek., w sumie odpowiada to maksymalnemu obserwowanemu przepływowi wody w Black Canyon. Długość przelewów wynosi po 198 m. Kłapy bęb-



Rys. 28. Wlot do sztolni obiegowej przy przelewie lewobrzeżnym.

nowe wysokości 4,90 m zamykają partie między filarami o świetle 30,5 m. Kłapy podniesione leżą w poziomie 3,20 m niższym niż poziom korony zapory. Przy budowie przelewów wydobyto około 460.000 m³ skały, ułożono 100.000 m³ betonu, oraz zużyto 2.000 ton żelaza na kłapy bębnowe.

Przy poborze wody roboczej do zakładu oraz normalnej regulacji poziomu wody w zbiorniku woda przechodzić będzie przez ujęcie wybudowane w formie wież, po dwie z każdej strony zapory, stąd wchodzić będzie do rur, idących na turbiny lub do rurociągów, prowadzących ją do urządzenia spustowego lub wewnętrznej sztolni obiegowej.



Rys. 29. Przelew lewobrzeżny.

Wieże połączone są z koroną zapory mostkami. Dla umieszczenia wież wykonano ścięcie i wycięcie brzegów kanionu, a umieszczono je o 80 m powyżej koryta rzeki ponad częścią zbiornika przeznaczonego na zamulenie. Wieże mają kształt pustych cylindrów o wysokości 120 m i średnicy 25 m u dołu i są zaopatrzone w zamknięcia cylindryczne u podstawy i na wysokości 45 m od niej. W ścianach wycięte są na całą wysokość podłużne otwory, zaopatrzone w kraty. Przewidziano również możliwość zamknięcia otworów przez zasuwy, pozostawiając w kolumnach wież wnęki. Zasuwy cylindryczne mają średnicę 11,0 m i 3,35 m wysokości, a wagą po 227.000 kg. Wyciągi elektryczne, podnoszące zasuwy, znajdują się w pomieszczeniach na wierzchu wież. Konstrukcja zawiera 227

ton żelaza w zasuwach, 64.000 m³ betonu i 6.500 ton żelaza w zbrojeniach. Użyto około 100 kg na 1 m³ żelbetu.



Rys. 30. Widok na zapórę od górnej wody.

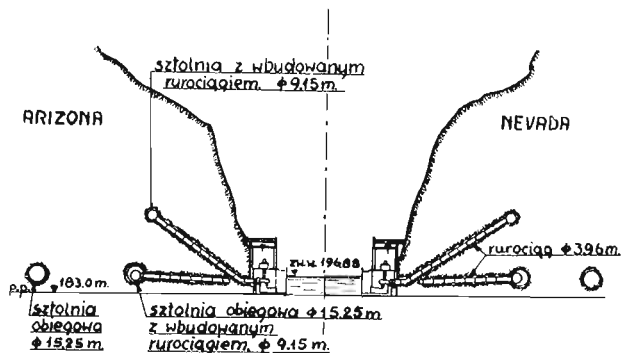
System przewodów roboczych i spustowych założony obustronnie składa się z szeregu sztolni. Od drugiej wieży ujęcia idzie pionowy szyb, wystrzelany do średnicy 14,5 m, obetonowany płaszczem 0,60 m grubości, przechodzi on dalej łukiem pionowym o promieniu 21 m w sztolnię o średnicy strzelania 9,4 m, z końca której odgałęziają się przewody do urządzenia spustowego. W sztolniach umieszczone są rury stalowe — w części początkowej o średnicy 9,15 m na odcinku do sztolni dojsciowej, skąd redukuje się początkowo średnice do 7,5 m, a następnie do 6,0 m przy wejściu do dwóch końcowych przewodów spustu. Rury są obudowane w sztolni w części łukowej na początku i końcu odgałęzień oraz przy sztolni dojsciowej. Długość przewodu wynosi 472 m po stronie Arizony i 419 m po stronie Nevady.



Rys. 31. Wieże ujęcia.

Od sztolni poziomej przebite są poprzecznie cztery sztolnie średnicy 6,3 m, obudowane płaszczem

betonowym 0,46 m grubości. Wewnątrz umieszczone są rurociągi 3,96 m średnicy, doprowadzające wodę do turbin, wsparte na blokach betonowych, łącząc się z rurociągiem 9,0 m średnicy. Rurociągi są zaankrowane u góry i u dołu. Ich długość 100 m (Nevada) i 94 m (Arizona).



Rys. 32. Przekrój przez koryto rzeki w miejscu umieszczenia zakładów.

Sztolnia dojsciowa ma przekrój $7,9 \times 13,10$ m i długość 45 m, obetonowano ją tylko w dnie. Jej zadaniem jest umożliwienie dostępu do sztolni podłużnej dla zainstalowania w niej rurociągu 7,5 i 9,0 m średnicy.

Sztolnie wypustowe w liczbie sześciu idą poziomo, mają długość 42,7—53,3 m, były wystrzelane w formie podkowy (3,96 m) i nieobetonowane. Rury spustowe, o 2,59 m średnicy ułożono pośrodku każdej sztolni, a przestrzeń między płaszczem i skałą zabetonowano. U wylotu każdego przewodu są założone podwójne zamknięcia w formie zasuw, oraz 2,13 m średnicy zamknięcia iglicowe. Budynki zamknięć mieści się o 51 m wyżej koryta rzeki, a dojscie do niego prowadzi przez sztolnię i windę.



Rys. 33. Budynek zamknięć wypustów prawobrzeżnych.

Górne wieże połączone są z wewnętrznymi sztolniami obiegowymi; od nich odgałęziają się, podobnie jak poprzednio, cztery przewody do turbin.

Po spełnieniu swego zadania sztolnie obiegowe zewnętrzne zostały zamknięte korkiem betonowym na długości 90 m, bezpośrednio przed wejściem z wieży pierwszej oraz w odległości 206 m od wylotu. Kurek dolny jest zaopatrzonej w sześć

zasuw oraz 1,83 m średnicy zamknięcia iglicowe.

Przeważna część rurociągów była zbyt dużych rozmiarów aby można je było transportować koleją, z tego względu musiały być one robione na miejscu. Dla tego celu była przez przedsiębiorcę zbudowana kosztem 0,5 mil. dol. na miejscu budowy fabryka, w odległości 2,4 km od przyczółka zapory. Arkusze blachy przywożone były koleją. Na przewód średnicy 9,15 m, arkusz ważył 20 ton — dla każdego dwóch arkuszy trzeba było osobnego wagonu.

Wszystkie przewody są spawane. Szwy sprawdzano specjalnym przyrządem prześwietlającym je promieniami X. Wszelkie defekty wskazane na fotografii były starannie usuwane. Aparat uruchamiano prądem o napięciu 300.000 volt. Gotowe odcinki z czasowo umieszczonym wzmocnieniem szkieletowym wewnątrz wprowadzano do pieca, w którym podwyższano się temperaturę do 620° C. Rurę przetrzymywano w tej temperaturze na przeciąg ilości godzin odpowiadającej grubości blach w calach, a następnie ochładzano w ciągu kilku godzin. Procedura ta miała zredukować naprężenia wynikłe przy walcowaniu i spawaniu. Wnętrze rury asfaltowano, zewnętrzną powierzchnię po starannym oczyszczeniu pokrywano minią.

Dla transportu odcinków rur do kanionu używano specjalnego urządzenia transportowego na walcach ciągniętych przez traktory. Nad kanionem zbudowana była kolejka linowa o udźwigu 200 ton, przy pomocy której odbywał się dalszy transport. Ciekawy szczegół konstrukcyjny kolejki stanowi lina nośna, składająca się nie z pojedynczej liny, a z sześciu o 8,9 mm średnicy, umieszczonych w odstępach 46 cm od środków. Rozpiętość lin wynosi 360 m, a maksymalna wysokość podnoszenia 180 m. Wózek jeżdzący na 48 kółkach waży 19 ton. Liny napięte są na wieży o konstrukcji stalowej, odpowiednio zakotwione z jednej strony stałe, z drugiej przeciwważą. Szybkość pionowa dla obciążenia powyżej 40 ton wynosi 9 m/minutę, przy mniejszym — 42 m/minutę, szybkość pozioma wózka — 72 m/minutę.



Rys. 34. Widok na prawobrzeżną część zakładu wodnego.

Budowę zakładu wodnego rozpoczęto w 1934 roku, pierwszą jednostkę uruchomiono w 1936 r.

Zakład przytyka bezpośrednio do zapory, w planie ma kształt litery U, o długości ramion 190 m i środkowej części 90 m, tak że całkowita

długość jego wynosi 470 m. Wysokość zakładu od fundamentu do dachu — 80 m. Całkowita moc, która ma być zainstalowana, dochodzi do 1.835.000 KM w piętnastu jednostkach po 115.000 KM oraz dwóch mniejszych po 55.000 KM. Ilość wytwarzanej energii stałej, nie licząc sezonowej, wynosi 4,24 miliardy kWh. Na razie instaluje się 4-y jednostki normalnej wielkości i jedną małą dla obsługi własnej, dalsze w miarę wzrastającego zapotrzebowania energii. Turbiny Allis-Chalmers o przepłyku 56—85 m³/sek. i ilości 180 obr./minutę — pracować będą na spadzie od 129—177 m, średnio 158,5 m. Moc stałą określa się w wysokości 663.000 KM, co odpowiada stałemu przepływowi przy minimalnym spadzie 480,0 m³/sekundę, względnie rocznemu odpływowi 15.137.000.000 m³. Rurociągi w zakładzie przed turbinami są zamykane przy pomocy zamknięć motylkowych.



Rys. 35. Widok z korony zapory na zakład i spusty.

Linia przesyłowa prądu biegnie do Los Angeles i południowej Kalifornii. Długość jej 435 km, napięcie 275.000 V. Ilość materiałów zużytych: 26.457 ton stali konstrukcyjnej, 2.617 km przewodników i 253.700 izolatorów porcelanowych. Budowę rozpoczęto z siedmiu miejsc, zbudowano przeszło



Rys. 36. Widok na „Black Canyon” powyżej zapory.

320 km dróg w dziewiczych okolicach dla umożliwienia przewozu materiałów i ludzi.

Koszt budowy zapory łącznie z wydatkami na urządzenia nawadniające w dorzeczu dolnej Colorado, określa się na 185 milionów dolarów.

PROJEKT ROZWOJU DOLINY TENNESSEE

Projekt powyższy, opracowany przez powołany decyzją Kongresu komitet doliny Tennessee (TVA — Tennessee Valley Authority), obejmuje całkowite uporządkowanie gospodarki wodnej w dolinie rzeki Tennessee, dopływu Ohio oraz łącznie z tym rozwój ekonomiczny terenów dorzecza. Ma być to wielki eksperyment regionalny rozwoju terytorium, obejmującego częściowo siedem stanów: Wirginia, North Carolina, Kentucky, Georgia, Alabama, Tennessee, Missisipi. W genezie powstał jako dalsze rozwinięcie projektu zakładu wodnego w Muscle Shoals i związanej z nim fabryki sztucznego nawozu.

Projekt przewiduje: stworzenie kanału żegluga od miasta Knoxville do ujścia Tennessee do Ohio na długości 1.050 km; zapewnienie dostatecznego minimalnego przepływu wody; regulację przepływów wody; całkowitą zmianę stosunków spływu wód powodziowych w dorzeczu rzeki Tennessee, co wpłynie również korzystnie pod tym względem na rzekę Missisipi; wyzyskanie energii wody przez stworzenie bardzo poważnego źródła energii elektrycznej; zalesienie terenów górskich dorzecza; rozwój większej liczby ośrodków przemysłowych, lecz o niezbyt dużym zaludnieniu, olocznych połączeniami rolniczymi jako wzajemne uzupełnianie się; rozwój rolnictwa i w związku z tym częściowe wykorzystanie wytwarzanej energii elektrycznej na produkcję sztucznych nawozów; rozwój turystyki oraz, łącznie z nim i w łączności z projektowanym rozwojem ekonomicznym całości terytorium objętego projektem, budowę gęstej sieci dróg.

Rzecz jasna, że realizacja całości tak szerokich zamierzeń wymagać będzie wielu lat pracy oraz w pewnym stopniu doświadczeń. Projekt został już, dzięki osobistym wpływom przyjaciół politycznych Roosevelta, głównie senatora Norris'a oraz decyzji Prezydenta, zatwierdzony i wszedł na drogę częściowej realizacji.

Rzeka Tennessee jest dopływem Ohio, wpadającej do Missisipi w pobliżu miasta Cairo; drenu-

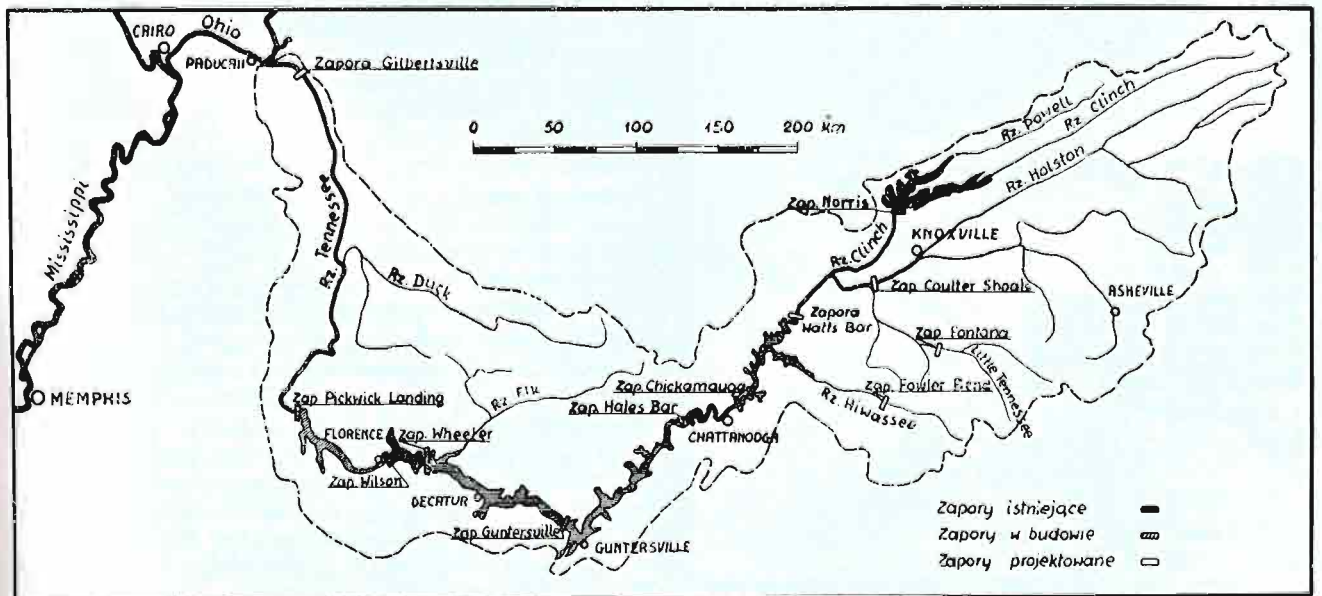
je ona dorzecze o obszarze 105.150 km². Opady średnie rocznie wynoszą 1.320 mm, przy wahaniami w latach suchych i mokrych od 1.000 do 1.500 mm. Spływ średni odpowiada warstwie wody grubości 610 mm. Dolina rzeki znajduje się na drodze wędrówek burz, to też ze względu na charakter swej zlewni nawiedzana jest przez silne powodzie, które swym wpływem sięgają poza nią, odbijając się bardzo niekorzystnie przy spotkaniu z falą powodziową Missisipi. Przepływy rzeki, dochodzące przy ujściu do wartości 8.410 m³/sek. stanowią 20% objętości szczytów fali Missisipi.

Dolina odznacza się różnorodnością i obfitością bogactw naturalnych. Około połowa powierzchni dorzecza pokryta jest lasami i z tego powodu jest dość rozwinięty przemysł drzewny. Znajdują się w niej pokłady żelaza, węgla oraz rudy innych minerałów. Pozostała część dorzecza znajduje się pod uprawą rolną oraz pastwiskami, jednak gospodarka nie jest prowadzona intensywnie. Liczba mieszkańców tego obszaru wynosi 2,5 miliona głów, tj. okrągło 24 mieszkańców na km². Z powyższej liczby 1/4 mieszka w miastach.

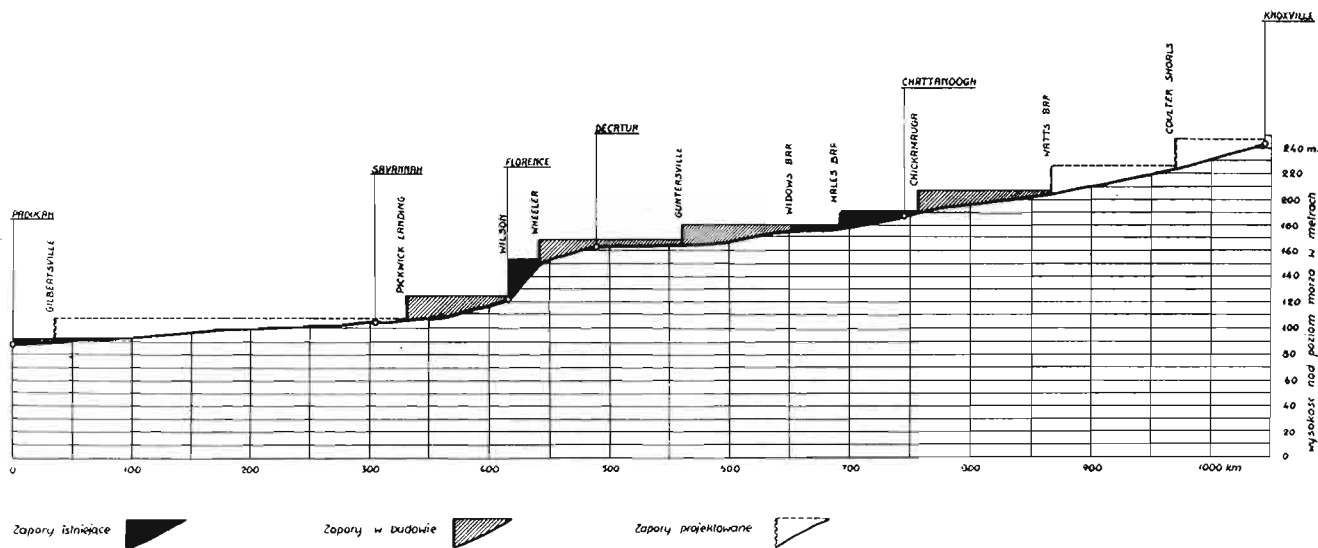
Od dawna, gdyż już od roku 1852 myślano o uregulowaniu rzeki na odcinku od ujścia do miasta Knoxville, opracowując coś około 19-u projektów. Transport ze względu na trudności żeglugi rozwijał się powoli, tak, że wzrósł od 1892 do 1934 roku od 400.000 do 2.800.000 ton rocznie.

Stosunki geologiczne, topograficzne, spad rzeki są wyjątkowo korzystne dla konstrukcji wysokich zapór. To też po rozpatrzeniu możliwości, odrzucono projekty kanalizacji rzeki wielu niskimi stopniami, decydując się, ze względu na szereg korzyści, na większą koncentrację spad w mniejszej ilości wyższych zapór.

W profilu podłużnym (rys. 38) i sytuacji (rys. 37) wykazano miejsca już istniejących budowli piętrzących, budowanych obecnie i projektowanych do wykonania. Po zrealizowaniu całkowitym projektu, rzeka piętrzona będzie w 9-ciu stopniach: Gilbertsville, Pickwick Landing, Wilson, Wheeler, Gunterville, Hales Bar, Chickamauga, Watts Bar, Coulter Shoals. Prócz tych zapór poniżej Wilson projekto-



Rys. 37. Dorzecze rz. Tennessee.



Rys. 38. Profil podłużny rz. Tennessee.

wana jest jedna śluza komorowa. Istnieją już Gilbertsville, Wilson, Hales Bar. Znajdują się w budowie Pickwick Landing, Wheeler, Guntersville, Chickamauga. Prócz tych zapór projekt przewiduje szereg zapór na dopływach w celach retencji wód oraz produkcji energii elektrycznej, z nich wykańczą się obecnie na rzece Clinch zaporą Norris.

Budowa zapór pozwoli uzyskać drogę wodną o głębokości minimalnej 2,75 m. Pojemność zbiorników osiągnie w sumie 8.634.000.000 m³. Koszta realizacji całości budów łącznie z już wyłożonymi pieniędzmi wyniosą 379 mil. dolarów. Program budowy przewiduje realizację projektów zapór na Tennessee łącznie z zaporą Norris w ciągu 10-iego lecia, począwszy od roku 1934 do 1943.

Oblicza się, że w roku 1950 transport wodny dojdzie do 17,8 mil. ton, powodując zysk gospodarczy, wyrażający się cyfrą 22,8 mil. dolarów rocznie.

Przy rozpoczynaniu robót brano pod uwagę wpływ wzniesionych budowli na stosunki wodne na rzece Missisipi. Projekt poprawy stosunków wodnych rzeki Tennessee jest więc jednym z ogniw programu poprawy stosunków splywu wód rzeki Missisipi, stanowiąc również jedno z ogniw rozbudowy ogromnego kompleksu dróg wodnych wewnątrz kraju (rys. 39), — po zrealizowaniu jednego z największych w świecie.

Na wybudowanych stopniach instaluje się zakłady wodne o mocy:

Coulter Shoals	54.000 kW (Tennessee)
Watts Bar	150.000 " "
Chickamauga	160.000 " "
Hales Bar	44.000 " "
Guntersville	82.000 " "
Wheeler	256.000 " "
Wilson	445.000 " "
Pickwick Landing	204.000 " "
Gilbertsville	256.000 " "
Norris	100.000 " (rz. Clinch)
Fowler Bend	80.000 " (rz. Hiwassee)
Fontana	200.000 " (rz. Little Tennessee)



Rys. 39. Projektowana sieć śródlądowych dróg wodnych w dorzeczu rz. Missisipi.

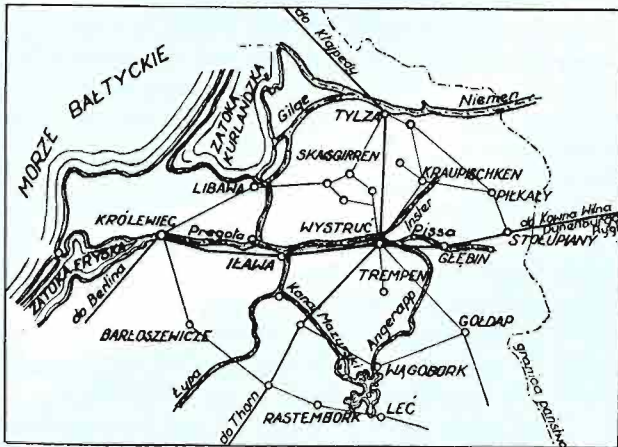
Na stopniach tych produkować się będzie, nie licząc energii sezonowej, 3 miliardy kWh energii stałej. Niskie ceny jednostkowe energii wzmożą znacznie jej zużycie w gospodarstwach domowych i przemyśle, którego projektuje się tu dalszy rozwój oraz umożliwią uruchomienie szeregu fabryk sztucznego nawozu, którego rolnictwo tutejsze ucuwa potrzebę dla zwiększenia intensywności upraw i hodowli zwierząt.

Całość projektu jest pięknym przykładem dążności do pełnego rozwoju ekonomicznego okręgu.

Kanalizacja rzeki Pregoly.

W poniższym opracowaniu wykorzystana została praca inż. Breuera — Bautechnik Nr. Nr. 50 i 54 1935 r., uprzejme wyjaśnienia inż. W. Sperlinga, radcy budownictwa z Dyrekcji Dróg Wodnych w Królewcu oraz osobiste spostrzeżenia z podróży na Pregolę, odbytej w m-cu listopadzie 1936 r. z polecenia Ministerstwa Komunikacji.

Dokonana w ostatnich latach zupełna kanalizacja rzeki Pregoly od Iławy do Wystrucia (rys. 1) wzbudza zainteresowanie z uwagi na możliwości wykorzystania doświadczeń niemieckich przy projektowaniu aktualnych obecnie prac nad przebudową i budową naszych systematów wodno-komunikacyjnych.



Rys. 1.

Doświadczenia powyższe są szczególnie cenne i pouczające w odniesieniu do polskich wschodnich dróg wodnych, które ze względu na charakter rzek i wielkości spadków terenu są typowo nizinnymi drogami wodnymi.

Spiętrzenia na stopniach wodnych na Pregole przy średnim niskim stanie dolnej wody wynoszą od 1,90 m do 2,50 m, tj. należą do najczęściej stosowanych spadków na wschodnich drogach wodnych.

O ile chodzi o materiał i typ konstrukcji wykonanych na Pregole obiektów, zasługuje na uwagę jaz kozłowo - iglicowy, o rozstawie kozłów większej niż ich wysokość i przyczółkach betonowych zatapiających. Konstrukcja taka w analogicznych warunkach jest najodpowiedniejszą i dla naszych wschodnich rzek.

Nie bez znaczenia są w tej mierze dokonane przez Niemców próby zabezpieczenia betonu przed szkodliwym oddziaływaniem składników wody gruntowej i płynącej. W mniejszym stopniu zainteresować nas może konstrukcja śluzy o głowach betonowych i komorze ze ścian larsenewskich z braku doświadczeń u nas w tym kierunku. Jednak konstrukcja śluzy o małym spadku z zasilaniem przez wrota, wykonane całkowicie metodą spawania jak np. w ostatnio wykonanej śluzie w Iławie, z mechanizmami o dużej sprawności działania, przy b. estetycznym i prostym wyglądzie, jest pod każdym względem warta przestudiowania. W poniższych uwagach i rysunkach zebrany został szereg danych o kanalizacji rzeki Pregoly i typie wykonanych budowli.

Szczegóły opisu obiektów oparto na materiale dotyczącym stopnia w Taplacken.

Rzeka Pregola posiada charakter rzeki nizinnej, o nieznacznych spadkach.

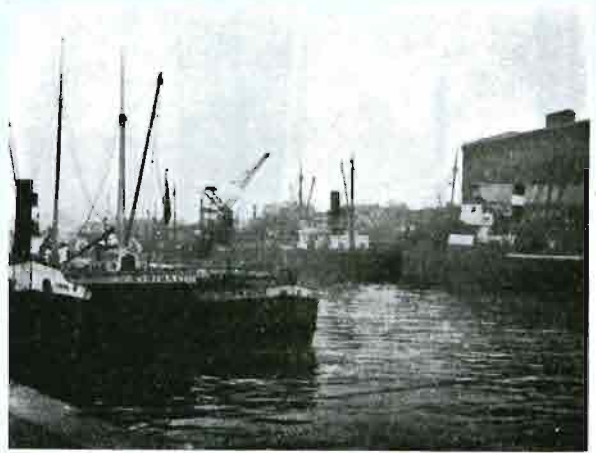
Spadek zw. wielkiej wody, charakteryzujący spadek doliny, poczynając od Iławy (Wehlau) gdzie wynosi $0,10\text{‰}$ wzrasta stopniowo ku Wystruciowi (Istenburg), gdzie na odcinku od Gaitzuhnen do Wystrucia dochodzi do $0,36\text{‰}$. Na odcinku od Iławy do Schwägerau tj. do ostatniego kanalizacyjnego jazu na Pregole, spadek zw. w. wody nie przekracza $0,13\text{‰}$. Spływy jednostkowe rzeki wynoszą:

przy ujściu Angerapp i zlewni 5210 km²:

normalna niska woda —	1 l/km ² /sek,
średnia roczna woda —	3,56 l/km ² /sek,
katastrofalna woda —	58 l/km ² /sek,

przy początku delty Pregoly i zlewni — 13595 km²:

normalna niska woda —	1,25 l/km ² /sek,
średnia roczna woda —	4,41 l/km ² /sek,
katastrofalna woda —	85 l/km ² /sek.



Rys 2. Rzeka Pregola w Królewcu.

Zwraca uwagę wzrost spływów w dolnym biegu rzeki, co znajduje wytlómaczenie w charakterystyce zlewni lewobrzeżnego dopływu Pregoly rzeki Alle — o zlewni 7126 km² i spływie jednostkowym dla wody średniej rocznej 5,8 l/km²/sek.

Rozpiętość stanów wody w Iławie pomiędzy stanami średnim niskim letnim i średnią wielką wodą zamyka się w amplitudzie 4,03 m.

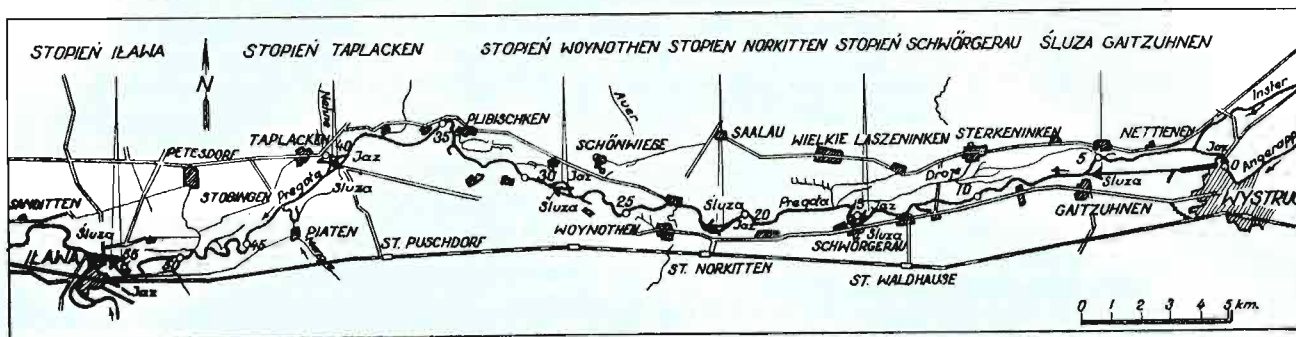
Rzeka Pregola na dolnym swym odcinku od Królewca do ujścia rzeki Alle jest dostępna dla statków z zanurzeniem do 1,20 m i nośności do 250 ton.

Celem uzyskania analogicznych warunków na odcinku górnym aż do Wystrucia, podjęta została

w r. 1921 kanalizacja rzeki od Wystrucia do Iławy. Obejmuje ona budowę 6 stopni wodnych, w tym jednej słuzy zamykającej kanał portowy w Wystruciu i jazu stałego na rz. Angerapp, dla zasilania kanału portowego (rys. 3). Budowę rozpoczęto od

wa. Cały odcinek skanalizowanej rzeki od Wystrucia do Iławy mierzy w/g przytoczonego profilu (rys. 4) około 55 km. Długości poszczególnych stanowisk wynoszą od 5 do 13 km.

Kanalizacja wykonana została za pomocą ja-

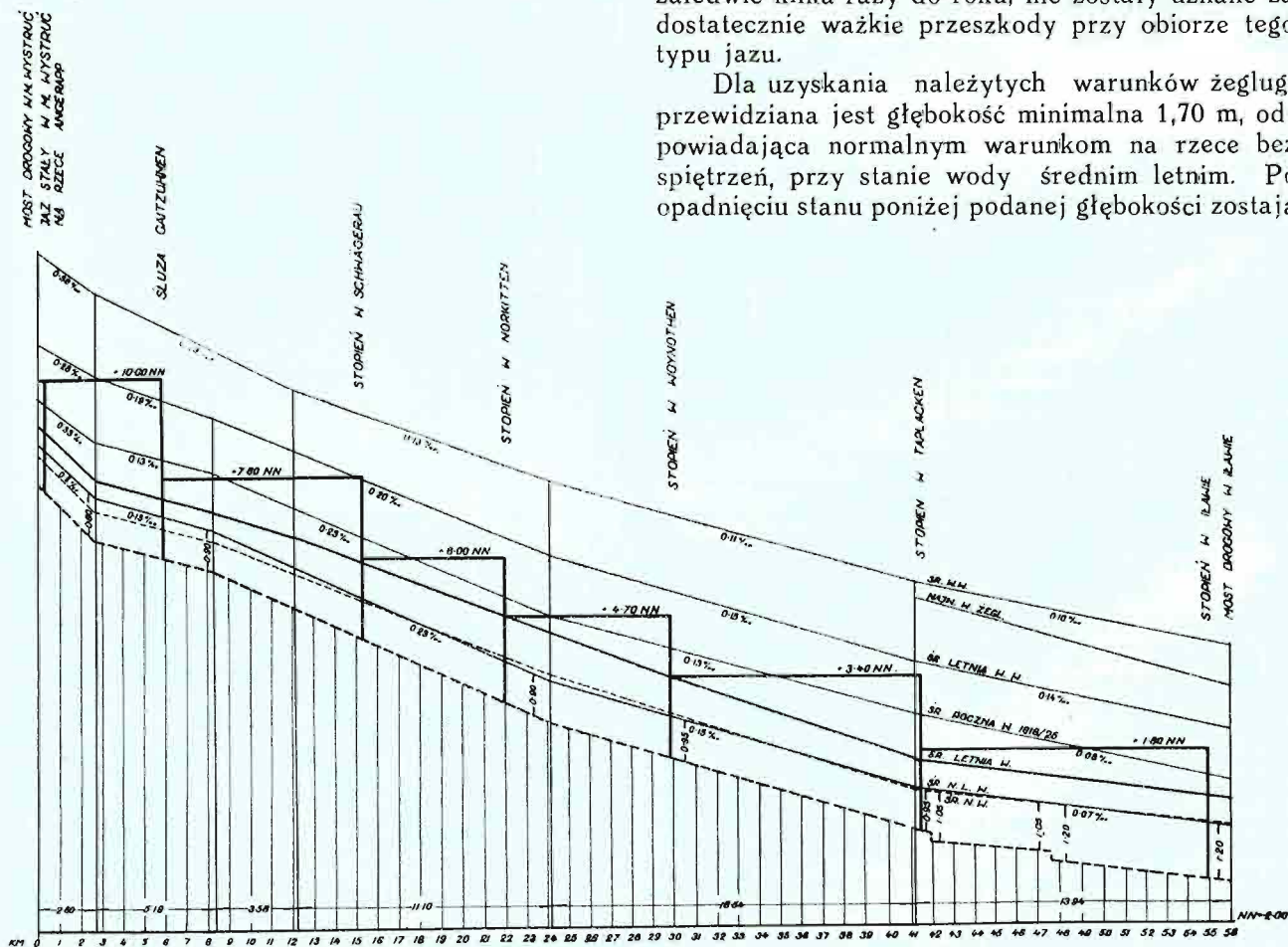


Rys. 3. Skanalizowana rz. Pregola.

górnym stopni, przy czym do roku 1931 wykonano port rzeczny w Wystruciu wraz z jazem stałym na rz. Angerapp i słuza w Gaitzuhnen oraz stopnie wodne w Schwägerau, Norkitten i Woynothen. Po wykonaniu powyższych prac osiągnięty został pierwszy etap robót, usuwający najważniejsze przeszkody żeglugowe na górnej Pregole. Wobec tego, że odcinek od Woynothen do Wehlau pozostawał nadal nieodpowiadający wymaganiom żeglugi, podjęte zostały w okresie lat 1933—1935 dalsze prace i latem 1934 r. oddane zostały do użytku: stopień wodny Taplacken, a w roku 1936 stopień wodny Ił-

zów koźlowo - iglicowych o rozstawie większym niż wysokość koźła. Jako uzasadnienie wyboru konstrukcji tego typu projekt przytacza: łatwość usunięcia konstrukcji piętrzącej i uprawiania żeglugi bez spięrzeń przy wyższych stanach wód, gdy żegluga może się odbywać bez słuzy, łatwość odprowadzenia wielkich wód, lodów itp. i wreszcie niskie koszty budowy. Względy powyższe zdecydowały, że ujemne cechy konstrukcji, jak łatwość uszkodzenia koźłów przez szlifujące działanie rumowiska, uciążliwość stawiania i składania koźłów, zresztą zaledwie kilka razy do roku, nie zostały uznane za dostatecznie ważne przeszkody przy obiorze tego typu jazu.

Dla uzyskania należytych warunków żeglugi przewidziana jest głębokość minimalna 1,70 m, odpowiadająca normalnym warunkom na rzece bez spięrzeń, przy stanie wody średnim letnim. Po opadnięciu stanu poniżej podanej głębokości zostają



Rys. 4. Przekrój podłużny skanalizowanej rz. Pregoly.

uruchomione jazy, przy czym wysokości spiętrzenia w stopniach ograniczone są ściśle do wyżej podanych wymagań, tj. pozwalających na uzyskanie głębokości 1,70 m, w górnym końcu stanowiska. Obsługa telefoniczna jazów ułatwia regulowanie spiętrzeń co posiada szczególnie ważne znaczenie z uwagi na szkodliwe oddziaływanie nadmiernie wysokich stanów w rzece na przyległe cenne łąki.

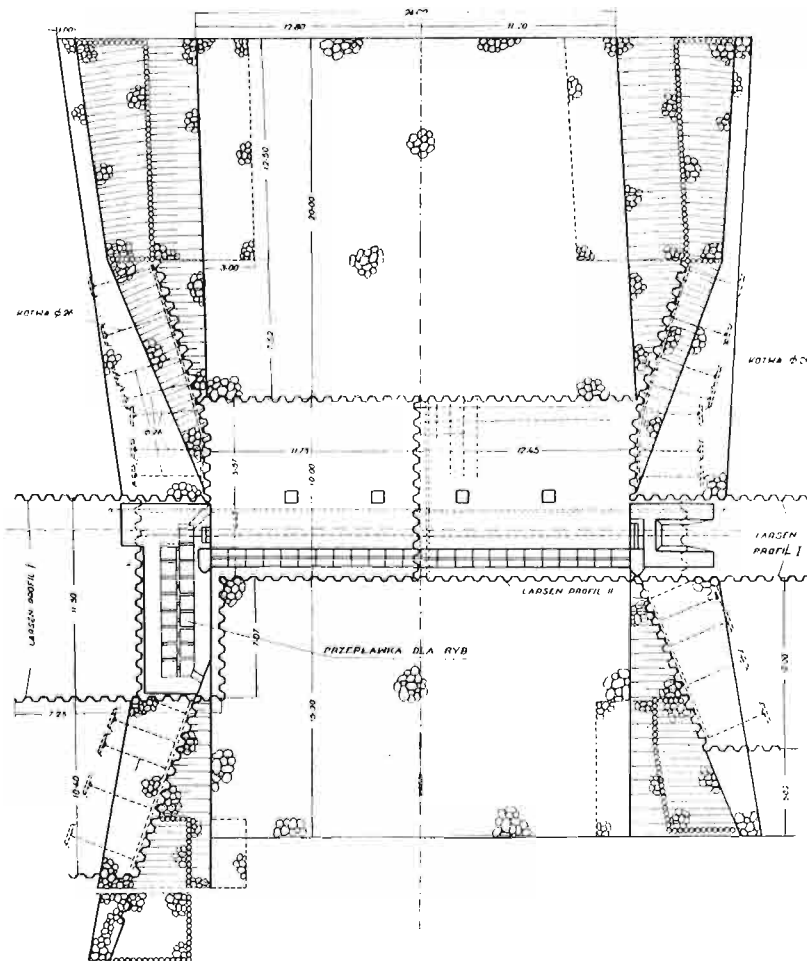
Światła jazów i założenia progów obrane zostały w taki sposób, by po złożeniu jazów woda przepływała pomiędzy przyczółkami bez spiętrzenia szkodliwego dla żeglugi. W ten sposób wykonane obiekty kanalizacyjne, służące do przedłużenia okresu żeglugi o normalnym zanurzeniu statków, nie pogarszają w najmniejszej mierze warunków żeglugi w ciągu tych miesięcy, kiedy ze względu na dostateczne głębokości na rzece, uruchomienie jazów i służ nie jest potrzebne. Regulowanie stanu piętrzenia odbywa się na podstawie obserwacji głębokości w górnym końcu stanowiska, co pozwala na utrzymywanie minimalnej, potrzebnej głębokości na szlaku, przy zachowaniu dostatecznych możliwości dla odprowadzenia gwałtownych przyborów wód bez szkody dla rolnictwa; powyższe nie dałoby się osiągnąć w tak prosty sposób przy zastosowaniu regulowania stanu wody w/g odczytu stałego na dolnym końcu stanowiska.

Części stałe jazów na Pregole wykonane zo-

stały z betonu uzbrojonego. Fundowanie oparto na ściankach szczelnych larsenowskich, które wykorzystane zostały w czasie budowy jako grodzia (rys. 5).

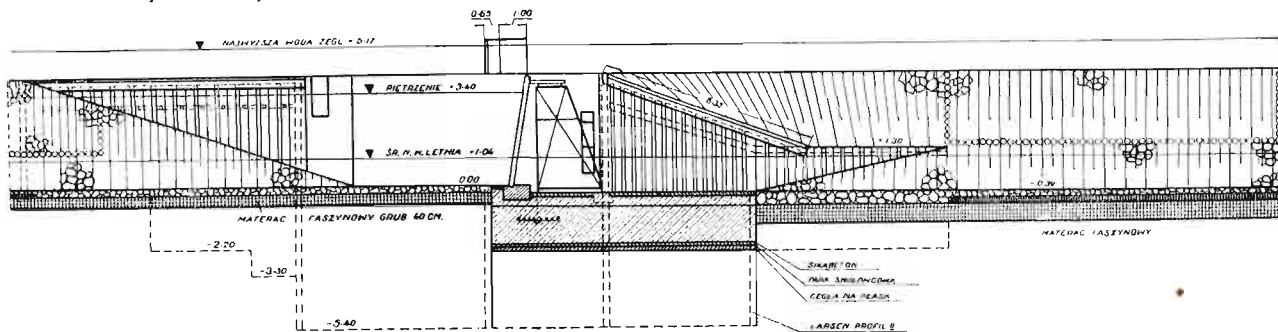
Inż. Breuer w Nr 50 Bautechnik z r. 1935 podaje interesujące szczegóły, dotyczące sposobu wykonania jazów w Taplacken. Jaz został wykonany w dwu etapach, bez odprowadzenia wody kanałem obwodowym. W pierwszym etapie zabito wysokie ściany szczelne do połowy szerokości rzeki, zamknięto je w formie skrzyni i po ubezpieczeniu za pomocą oskałowanych materaców dna niezabudowanego koryta, odwodniono skrzynię fundamentową. Po wykonaniu płyty betonowej i przyczółka oraz założeniu łożysk, dopasowaniu i zmontowaniu koźłów ponacinano przy pomocy płomienia acetylenowego ściany szczelne poprzeczne w poziomie płyty i po rozebraniu rozpór i wyrównaniu poziomów wody, usunięto za pomocą kranu poszczególne pale żelazne wchodzące w skład grodzia. W środku rzeki pozostawiono jedynie ścianę podłużną, którą następnie wykorzystano przy budowie w sposób analogiczny grodzia dla drugiej połowy jazów (rys. 5).

Wobec ujawnienia w gruncie, w wyniku przeprowadzonych wierceń, składników, których oddziaływanie na beton mogłoby się okazać szkodliwe, zastosowano specjalną ochronę płyty betonowej



Rys. 5. Plan jazów w Taplacken.

od spodu, składającej się z warstwy cegieł na płask, warstwy dobrej papy bitumicznej, oraz 10 cm warstwy wodoszczelnego betonu (rys. 6). Dla zabezpieczenia powierzchni betonowych przed szkodliwym oddziaływaniem chemicznych składników wody, oraz działaniem mechanicznym wody i rumowiska zostały one wyłożone klinkierem.



Rys. 6. Przekrój jazu w Taplacken.

Ściany szczelne zaankrowane zostały w płycie betonowej, przy czym żelazo ankrowe w postaci prętów okrągłych wykorzystane zostało jako część zbrojenia płyty.

Skład użytego do budowy betonu: 1 część cementu, 0,5 części trasy dodawanego dla zwiększenia wodoszczelności, 4,3 części pospółki z wykopu i 3,6 części tłucznia, uzyskanego z miejscowych granitów morenowych.

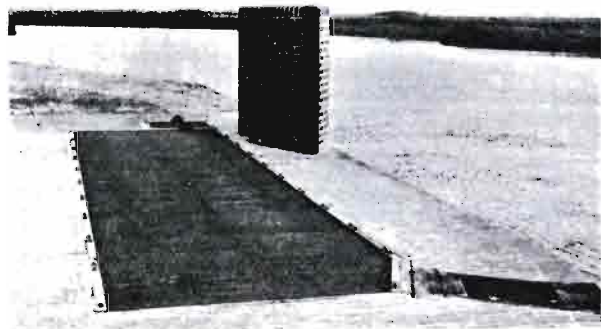
Beton poddany próbom, wykazał dostateczną szczelność; wytrzymałość na zgniecenie 28 dniowej próbki osiągnęła potrzebną normę 180 kg/cm².

Przyczółki jazu połączone zostały z ubezpieczonymi brzegami rzeki za pomocą ukośnych ścian szczelnych larsenowskich. Dla oznaczenia światła jazu przy stanie najwyższym żeglownym, występującym z brzegów, na obu przyczółkach umieszczono wąskie filary sygnałowe, wylicowane jak wszystkie elementy zewnętrzne jazu — klinkierem.

W jednym z przyczółków jazu wykonano przepławkę dla ryb w formie kaskad (rys. 5 i 7).

Odstępy kozłów wynoszą — licząc od prawego przyczółka: 4,82 m, trzy środkowe przęsa po 5,03 m i lewe skrajne przy ślepej klapie 4,09 m.

Kozły obliczone zostały na najwyższą możliwą różnicę poziomów wód. W Taplacken najmocniejsze pręty kozła wykonano z dwu ceówek Nr 8,5; połączenia nitowane.



Rys. 7. Prawy przyczółek jazu z przepławką i filarem sygnałowym w Itawie.

Zastosowanie dużych rozstawów kozłów, podejmujących znaczne normalne obciążenia pracy, pozwala na wykorzystanie materiału ekonomiczniejszego niż przy kozłach o małym rozstawie, które konstruowane są z uwagi na możliwość uderzeń przedmiotów płynących, z reguły ze znacznym zapasem sztywności. Zastosowanie szerokiego rozstawu ko-

złów pozwoliło też na zredukowanie niszy w przyczółku ze ślepą klapą do minimum.

W Taplacken głębokość niszy jest mniejsza od 0,5 m. Klapa ślepa w niszy zaopatrzona jest w urządzenie poruszane za pomocą dźwigni, a pozwalające na przrzućenie klapy z położenia odpowiedniego dla założenia klapy na kozioł, do położenia zawieszenia w głębi przyczółka. Złożenie ostatniego kozła, wchodzącego na nieznaczną głębokość do niszy, jest możliwe dopiero po przełożeniu ślepej klapy do drugiego położenia.

Do oparcia iglic służą rury Mannesmana zmontowane na stałe z klapami. Pomimo znacznych rozpiętości, średnica rur nie jest większa od stosowanej przy kozłach o małym rozstawie; rury są w kilku miejscach oparte o klapy za pośrednictwem wsporników, co pozwala na liczenie belki jako wieloprzęsłowej. W Taplacken średnica rury wynosi 104 mm. Klapy posiadają opierzenie z blachy ryflowanej z wmontowanym torem dla wózka z kranem i do odwożenia iglic.

Ze szczegółów wykonania ruchomej części jazu zwraca uwagę precyzyjne wykonanie łożysk klapy, zaczepów, wreszcie racjonalna konstrukcja łożysk kozła.

Łożysko górne pracujące na wrywanie, stanowi konstrukcję ściśle dopasowaną do stopy górnej nogi kozła, czop pomysłany jest jako pracujący na ścinanie w dwu przekrojach, co znacznie zmniejsza jego średnicę. Całość konstrukcji, składającej się z łożyska i stopy kozła, można scharakteryzować jako przegub wykonany z bardzo nieznacznymi luzami, co zabezpiecza znakomicie konstrukcję przed uszkodzeniem i zanieczyszczeniem. Zakotwienie wykonano przy użyciu założonych w płycie tarcz kotwowych i śrub, umieszczonych na czas montażu kozłów i łożysk w rurach żelaznych, posadowionych w betonie. Po zakończeniu montażu rury zostały wypełnione płynnym drobnoziarnistym betonem.

Łożysko dolne jest dostosowane do podwójnej pracy kozła. Dla oparcia obciążonej silnie nogi kozła, pracującego w czasie piętrzenia, służy wklęsła walcowa poduszka łożyska; dla umożliwienia obrotu nieobciążonego kozła przy podnoszeniu względnie składaniu, służy nieduży czop w formie palca, obracający się w odpowiedniej panewce wykonanej w dolnej ścianie łożyska.

Łożyska są proste, nie podlegające łatwym uszkodzeniom, wykonane jak wszystkie odlewy w omawianych budowlach ze staliwa. Zastosowanie żeliwa przy tego rodzaju konstrukcjach zostało w robotach niemieckich całkowicie zaniechane, z uwagi na nieznaczną oszczędność przy znacznej różnicy w wytrzymałości.

Iglice wykonane z drzewa sosnowego. Okucia a to uchwyty, zaczepy, z nosami do podrywania, wykonane są z płaskiego żelaza grub. 10 mm.

Do podnoszenia i składowania kozłów używany jest kran na wózku, dający się łatwo usunąć z placu, na którym po złożeniu kozłów na podłożu, nie pozostaje żaden element jazu, któryby podlegał łatwemu uszkodzeniu. Widoczne są przy wielkiej wo-

mola, ostro występującego w planie. Konstrukcja taka ma na celu usunięcie zaburzeń w ruchu wody, powstających w miejscu rozgałęzienia koryt i odkładów rumowiska w rozszerzonym korycie. W Wehlau molo wykonane zostało ze ścian larsenowskich, ze spadkiem korpusu mola w kierunku ostrza. Analogicznie wykonano molo w Taplacken, gdzie ponadto w molo wbudowane jest ukośne podprądowe zamknięcie belkowe o dwu oknach. Otwarte okna powodują w czasie ruchu wody rozdzielanie prądu, co ułatwia wejście statków z wody płynącej na stojącą i odwrotnie.

Urządzenia molo są nieodzowne w okresie trwania żeglugi przy złożonych jazach, gdy kanały lateralne wykorzystywane są jako porty postojowe względnie przystanie.

Charakterystyka śluzy pregolskiej w/g opisu zaczerpniętego z artykułu inż. Breuera jest następująca (rys. 9 i 10). Wymiary komory obliczone są na jeden statek i wynoszą: długość pomiędzy głowami 43,4 m, a pomiędzy wrotami 45 m; użytkowa szerokość w świetle głów 7,5 m, w komorze 8,0 m. Ściany komory wykonano z larsenowskich belek żelaznych; usztywnienie ścian stanowią belki rozpierające z drzewa okrągłego założone w dnie komory, kotwy żelazne utwierdzone w gruncie, wreszcie belka żelbetowa, wykonana jako oczep na ścianach komory. Z uwagi na mały spad śluzy, dno komory wykonane zostało jako przepuszczalne, ubezpieczone za pomocą oskałowanego materaca faszynowego.

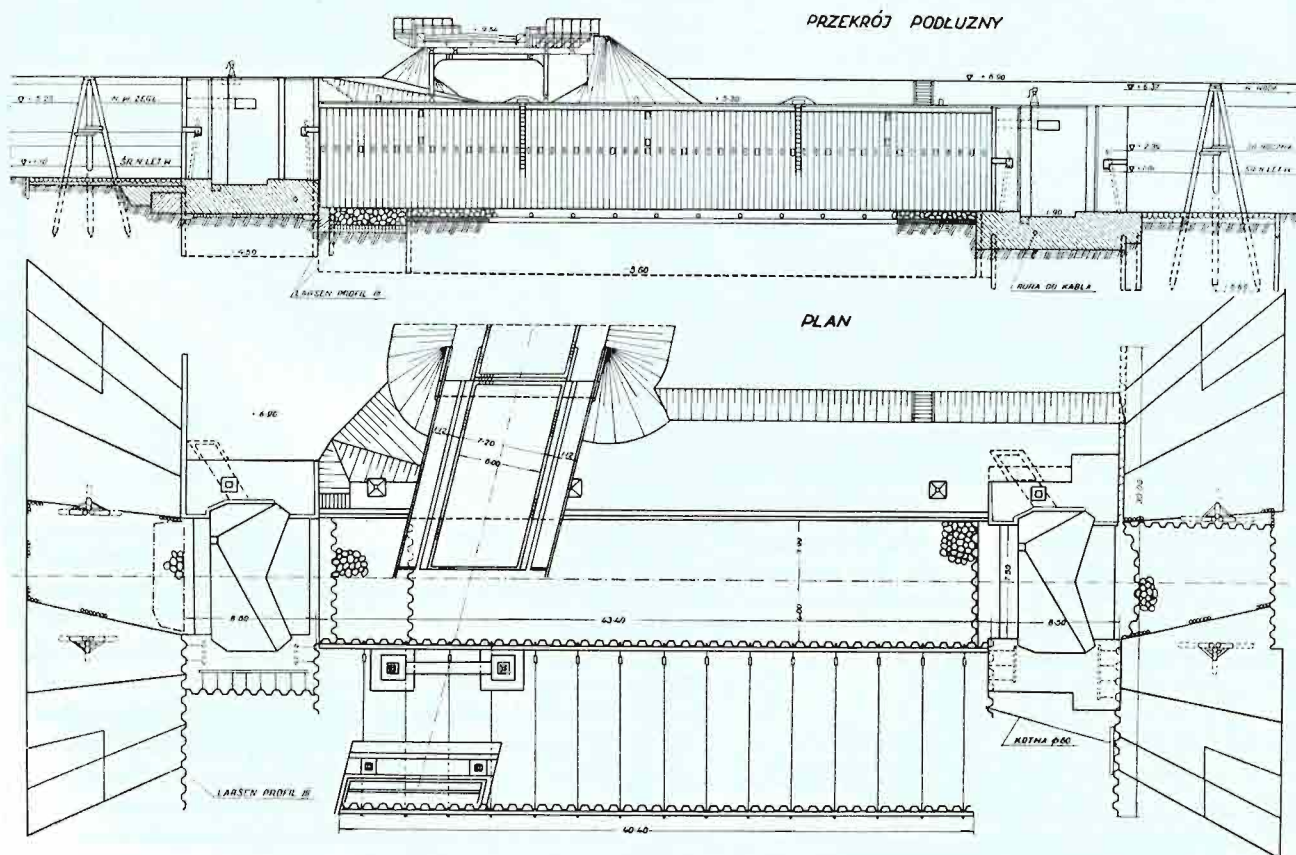
Progi założone w jednym poziomie, wykonano w obu głowach jako żelbetowe, mury przyczółków jako betonowe, przy czym część uzbrojenia płyty progowej, wyprowadzona jest w ścianach bocznych



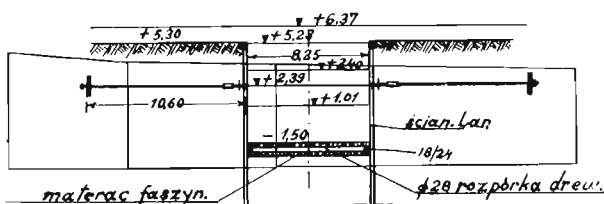
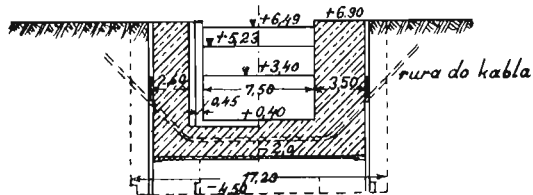
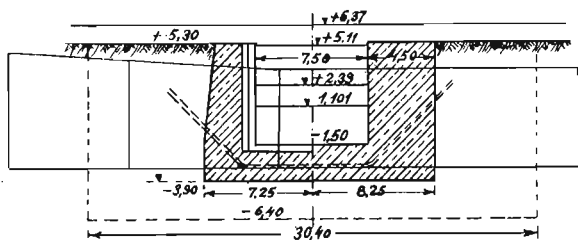
Rys. 8. Molo na wlocie do kanału lateralnego w Ilawie.

dzie jedynie wąskie sygnałowe filary na obu przyczółkach.

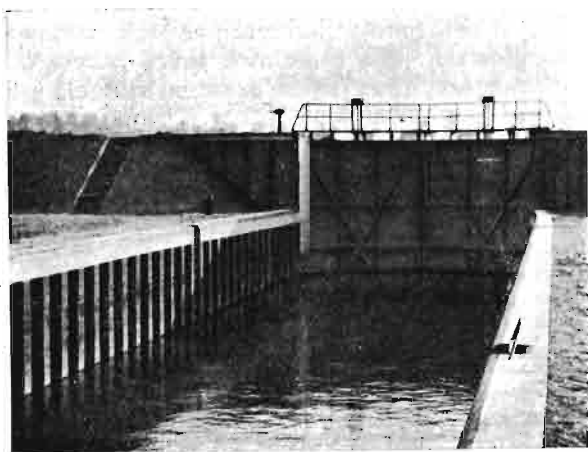
Wloty do kanałów lateralnych na Pregole wykonano z zastosowaniem rozdziału wód za pomocą



Rys. 9. Śluza w Taplacken.



Rys. 10. Przekroje poprzeczne śluzy: głowy dolnej, głowy górnej i komory.



Rys. 11. Śluza w Iławie.

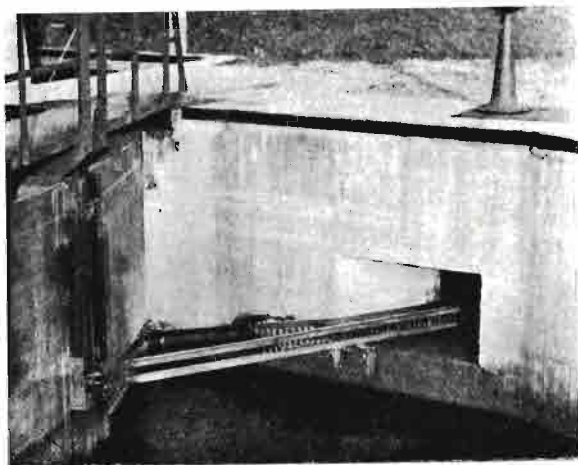
przyczółków. Ostre kąty przyczółków zabezpieczone są kantówką żelazną.

Wrota w większości śluz nitowane, w Iławie - spawane, stalowe, otwierane ręcznie.

Zasilanie komory odbywa się za pomocą okien we wrotach. W każdej ścianie komory znajdują się 2 drabinki i 3 kółka uwięziowe, przytwierdzone do belek larsenowskich. Na platformie śluzy umocowano z każdej strony po 3 pachotki uwięziowe o wys. 1,65 m. Dla umożliwienia napraw każdej z głów i komory z osobna, w głowach przewidziane są wnęki na zamknięcia iglicowe widoczne na przytoczonych rysunkach.

Inż. Breuer podaje interesujące szczegóły, dotyczące przebiegu budowy ścian szczelnych śluz w Taplacken.

W trakcie bicia ścian natrafiono na wał kamieni morenowych, które uniemożliwiły w niektórych miejscach zabijanie pali do potrzebnej głębokości, pomimo przedsięwziętych środków zaradczych. Próby przecięcia kamieni za pomocą silnych pali przy stosowaniu kafarów parowych o babach 1,8 i 2,8 ton i 30 uderzeniach na minutę, nie dały pozytywnych wyników. W czasie robót ziemnych na-



Rys. 12. Mechanizm do otwierania wrot.

potykano na kamienie o objętości do 3 m³. Postęp robót w takich warunkach był nieznaczny i spadał do 10 m² zabicia na kafaro-zmianę. Celem uzyskania należytej szczelności ścian uszkodzonych w czasie bicia, względnie nie zabitych na pełną głębokość, zabite zostały w obu głowach dodatkowe ściany po-



Rys. 13. Widok na rz. Pregole w Tapiau (poniżej Iławy)

przecznę, widoczne w planie śluzy i przestrzeń pomiędzy ścianami zasadniczymi i dodatkowymi wypełniono betonem.

Zagadnienie odwodnienia terenów przylegających do dolnych części stanowisk kanalizacyjnych na Pregole, z uwagi na wysoką wartość gospodarczą terenów łąkowych rozwiązano, stosując automatyczne zakłady przepompowywań. Na stopniu w Ta-

placken zainstalowano zakłady pompowe na obu brzegach: w Taplacken i Kuglacken. Pierwszy z nich o mocy 25 KM obsługuje polder o powierzchni 2,8 km², drugi zakład o mocy 6,5 KM odwadnia polder o powierzchni 0,5 km².

Prace na Pregole wykonywane były z reguły sposobem przedsiębiorczym pod technicznym nadzorem agend Dyrekcji Dróg Wodnych w Królewcu.

Fotografie do rys. 2, 11, 12 i 13 wykonał inż. Wl. Kollis. (przypr. Red.).

Potrzeba wydania atlasu projektów i robót hydrotechnicznych.

W ciągu ostatniego dziesięciolecia przez moje ręce przeszło bardzo dużo najrozmaitszych projektów z dziedziny robót wodnych, poczynając od mniejszych robót melioracyjnych — po przez najrozmaitsze urządzenia piętrzące i regulacyjne — do projektów wielkich robót jak: zapory, zakłady o sile wodnej, kanały, porty, śluzy etc.

Stwierdziłem przy tym, że często inżynier projektujący ma wiele trudności wskutek pewnego braku odpowiedniego podręcznego materiału. Projektować bez wzorów jest trudno, a tworzyć nowe konstrukcje bez zapoznania się z istniejącymi nie należy. Oskoczną nawet dla najbardziej twórczych umysłów musi być dorobek dotychczasowy. Poszukiwania — przeważnie w literaturze zagranicznej — odpowiednich konstrukcyj, ułatwiających rozwiązanie zadania, dowiadywanie się o działaniu podobnych już istniejących budowli lub urządzeń, badanie zalet i wad odnośnych konstrukcyj — wszystko to zabiera b. dużo czasu.

Autorzy projektów melioracyjnych pozostają naogół w lepszych warunkach, gdyż o literaturę pomocniczą jest tu łatwiej.

Trudniej natomiast jest ze wszelkiego rodzaju projektami takich budowli wodnych, które nie zawsze mogą ograniczać się do szablonowego rozwiązania, warunki bowiem naturalne (topografia, hydrologia, geologia) są dla każdego projektu różne.

Niektóre projekty wodne, szczególnie uwzględniające jednocześnie potrzeby różnych gałęzi gospodarki wodnej, są b. skomplikowane i wymagają nie raz oprócz wiedzy inżynierskiej również pewnej inwencji twórczej.

Ale i dla opracowania takich projektów potrzebny jest duży materiał w postaci podręczników, opisów projektów, albumów, wyników doświadczeń itp.

Inne narody posiadają b. bogatą literaturę we wszystkich dziedzinach techniki. Nam wypada prawie wszystko tworzyć i budować od nowa. Musimy mieć również swoją literaturę i swoje pomoce techniczne i to nie tylko z punktu widzenia prestiżowego, lecz przede wszystkim praktycznego.

Pogłębiam dziś swą myśl, rzuconą przy założeniu pisma „Gospodarka Wodna”. Dzielimy się swoim doświadczeniem, nie marnujemy nabytej wiedzy praktycznej, która jest potrzebna naszym kolegom, a szczególnie przyszłemu pokoleniu.

Postanowiłem wydać atlas projektów i robót hydrotechnicznych dobierając materiał w ten sposób żeby stał się on pomocnym inżynierom i technikom

przy projektowaniu i budowie a studentom Politechnik przy studiach.

Zdaniem moim podstawą tej pracy winny być przede wszystkim rysunki i obliczenia, objaśnienia zaś, wykazy materiałów, ewent. spostrzeżenia, uwagi i inne należałoby podawać możliwie w skrótach, tabelach etc. co ułatwi przegląd wielkiej ilości projektów z korzyścią dla projektującego.

Pracę tę pragnę potraktować szerzej; dlatego wzywam wszystkich kolegów, chętnych do wzięcia udziału w niej, do zgłoszenia swojego akcesu z podaniem rodzaju robót lub obiektów hydrotechnicznych, któreby zdaniem autora wniosku mogły być treścią zbioru. Pożądane byłyby na razie krótkie dane: rodzaj budowli, czy są projekty (rysunki) i jakie, czy są fotografie, obliczenia, ciekawe spostrzeżenia z eksploatacji obiektu, kto daną budowlę projektował, kto ją budował etc.

Wszelkie oryginalne a cenne pomysły i konstrukcje będą szczególnie uwzględniane.

Jeśli obiekt pracuje lub konserwuje się niezadowolająco, to należało by zbadać przyczyny, wskazać jakie należy zmiany wprowadzić do przyszłych analogicznych projektów.

Bardzo ważnym i ciekawym byłoby podanie wiadomości o katastrofach budowli wodnych z możliwą analizą przyczyn katastrofy. Studia nad tym i dokładna analiza przyczyn zachowania się poszczególnych części budowli są doskonałą nauką i powinny być skwapliwie wykorzystywane.

Można również podawać materiały z praktyki zagranicznej, ale z tym warunkiem, że opisywana budowla lub jej projekt może być z pewnego względu ciekawy dla polskiego inżyniera. Porównanie projektów zagranicznych nowszych z naszymi jest nawet korzystne i potrzebne. Jednak przede wszystkim pragnąłbym wykorzystać doświadczenie polskich inżynierów.

Pomyślana praca nie jest łatwą i nie może być wykonaną w krótkim czasie. Zapewne nie będzie ona pozbawiona pewnych usterek, niech jednak zapoczątkuje nowy dział w naszej literaturze hydrotechnicznej.

Tych kolegów, którzyby się zainteresowali tą pracą i pragnęli wziąć udział w niej, proszę o bezwzględne zgłoszenie akcesu pod moim adresem z podaniem swoich zamierzeń i propozycji. Da to podstawę do opracowania sposobu wykonania tej ciekawej i ze wszech miar pożądanej pracy.

Inż. Edward Romański.

O istniejących budowlach wodnych w kraju

Port w Nadbrzeziu (Sandomierz) i jego obecna rola¹⁾.

O istniejących budowlach wodnych w kraju pisze się na ogół mało. To też Redakcja, wprowadzając nowy dział pod powyższym tytułem, będzie w nim zamieszczać notatki o wykonanych już obiektach wodnych, zawierające w miarę możliwości genezę ich powstania i dane o eksploatacji. Jako pierwszy artykuł z tego działu podajemy opis portu w Nadbrzeziu.

Port handlowy.

Podobnie jak linia kolejowa, prócz właściwej drogi żelaznej musi mieć cały szereg urządzeń jak stacje, przystanki, warsztaty, remizy, tak samo droga wodna nie może się bez podobnych urządzeń obejść.

Sama konieczność załadowania i wyładowania towaru na barkę czy galar wymaga najprymitywniejszej przystani, choćby pewnej długości odpowiedniego brzegu lub opaski regulacyjnej i dostatecznej głębokości i wreszcie koniecznego dojazdu drogą lądową.

W miarę zwiększania się ruchu żeglugowego na rzece, zwiększają się wymagania coraz lepszych i ekonomiczniej pracujących urządzeń przeładunkowych.

Na Wiśle istniało wiele prymitywnych przystani. Na Zwierzyncu pod klasztorem PP. Norbertanek była drewniana palisada z kapturem długości około 200 m wykonana około 1875 roku, służąca do wyładunku węgla.

Poniżej mostu starego w km 78.500 na prawym brzegu Wisły wykonał rząd austriacki w roku 1849 przystań drewnianą do ładowania soli z Wieliczki na galary, do Rosji.

Polską solą opłacał cesarz Franciszek Józef pomoc, udzieloną mu przez Mikołaja I, do stłumienia powstania na Węgrzech w r. 1849.

Przy budowie III-go mostu na Wiśle w Krakowie w roku 1910 znaleziono resztki drewnianej przystani względnie śluzy, która miała być zakończeniem kanału spławnego, łączącego Bochnię z Krakowem.

W kronikach Długosza (Ludwik Stasiak) znajduje się opis tego kanału, który miał być dziełem Kazimierza Wielkiego.

W Niepołomicach w km 100.000 istniała, jeszcze dziś widoczna przystań dla ładowania soli, którą dowożono z Bochni.

Poniżej znajdujemy szczątki przystani w Sierostawicach koło ujścia Raby niedaleko miejscowości Ujście Solne, — tu dowożono sól wozami z Bochni.

W Ujściu Jezuickim znajduje się jeszcze nielicznie zachowany stary spichlerz zbożowy w pobliżu Wisły i Dunajca, — przypuszczać należy, że i tu musiała znajdować się jakaś ładownia lub przystań.

Jako zimowisko dla przechowania galarów wykorzystywano stare wiślicka w szczególności na górnej Wiśle.

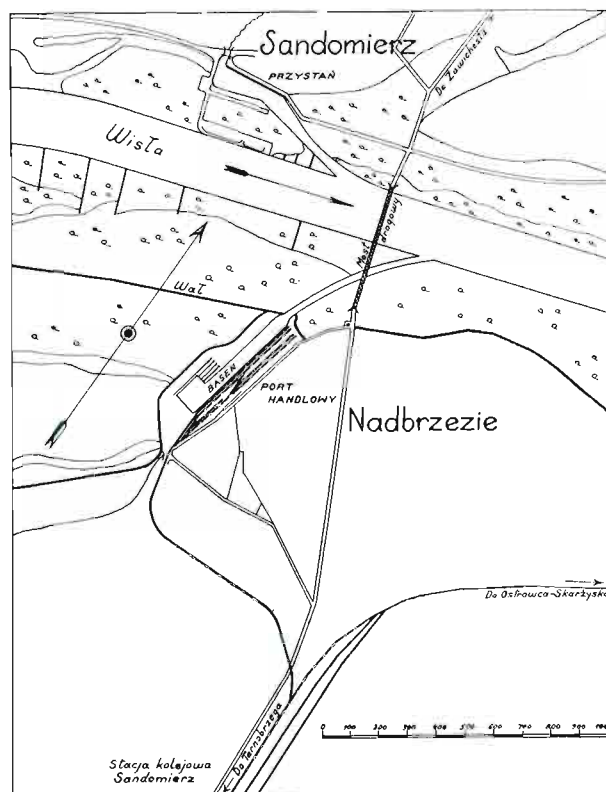
¹⁾ Na podstawie materiałów Wydziału Dróg Wodnych Urzędu Wojewódzkiego Krakowskiego; rysunki i fotografie nadesłane przez Państwowy Zarząd Wodny w Sandomierzu (Red).

Na Przemyślu istniały już w roku 1896 dwie przystanie w Niwce w km 23, do której dowożono węgiel kolejką wąskotorową i w Jaworznie w km 15, gdzie dowożono węgiel furmankami, nadto w km 14 na prawym (pruskim) brzegu istniała przystań i zimowisko do przechowania obiektów państwowych.

Do roku 1902 na odcinku Wisły od Przemyślu aż po Chwałowice (zabór austriacki) nie było żadnego portu rzecznego ani warsztatów.

Żegluga rozwijała się, coraz więcej statków przybywało; ruch handlowy między Królestwem i Galicją wzrósł znacznie, koncentrował się głównie pod Sandomierzem.

Ożywienie tego centrum spowodowane zostało przez wykonanie linii kolejowej Dębica — Tarnobrzeg — Rozwadów — Przeworsk, która ułatwiła dowóz towarów rolnych z okolic Sandomierza do Austrii.



Rys. 1. Sytuacja portu w Nadbrzeziu.

Ruch przeładunkowy tak się powiększył, że rząd austriacki uwzględnił postulaty Galicji i przyznał kredyty na budowę portu i warsztatów w Nadbrzeziu w km 269 Wisły.

Projekt portu opracował w roku 1900 śp. inż. Ludwik Regiec, on też przeprowadził budowę w

latach od 1902 do 1905 jako kierownik, przy współudziale inż. M. Matakiewicza (obecnie Prof. Politechniki) i inż. P. Jackowskiego.

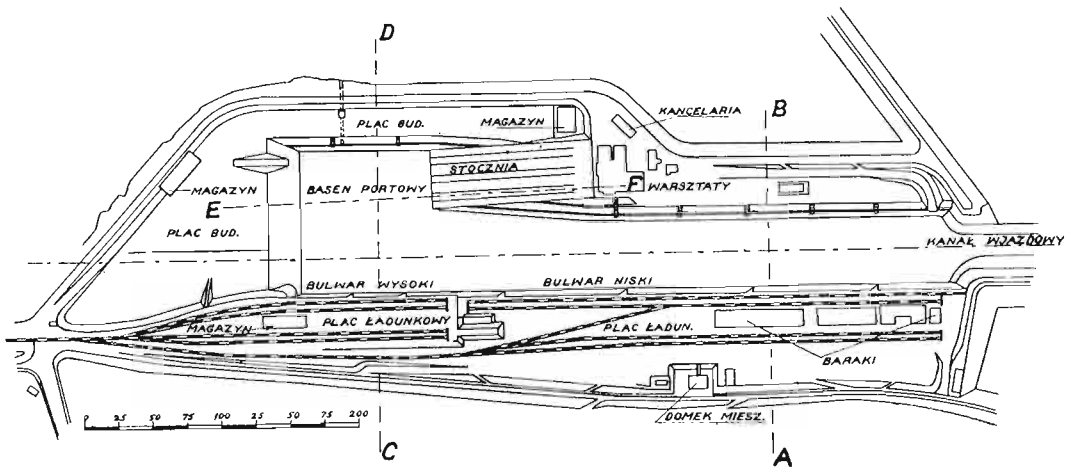
Koszt budowy wyniósł 800.000 Koron.

Port w Nadbrzeziu, jako jednostka handlowa połączony torem ze stacją Sandomierz służy dla przeładunku towarów, dalej służy jako zimowisko i posiada również warsztaty portowe ze stoczną dla statków i galarów.

Port wraz z urządzeniami, basenem i warsztatami zajmuje powierzchnię około 70.000 m²; pod właściwy basen i kanał wjazdowy wykorzystano stare wiślicko, zmniejszając przez to znacznie ilość robót ziemnych.

Obrzeże wyładunkowe wybudowane jest na dwóch poziomach; jednym niższym zalewanym przy wysokich stanach wód i na poziomie wyższym nad wielkimi wodami, równym poziomowi korony wałów. Obrzeża posiadają tory dla dźwigów i tory kolejowe manewrowe, ogólnej długości około 2,6 km. Pomiędzy torami znajdują się magazyny ogólnej powierzchni 1.200 m², z czego dwa zbudowane jeszcze przed wojną i dwa podczas wojny na miejscu zniszczonych, a zajęte obecnie przez hufce junackie. Poza tym są jeszcze miejsca wolne po spalonych magazynach.

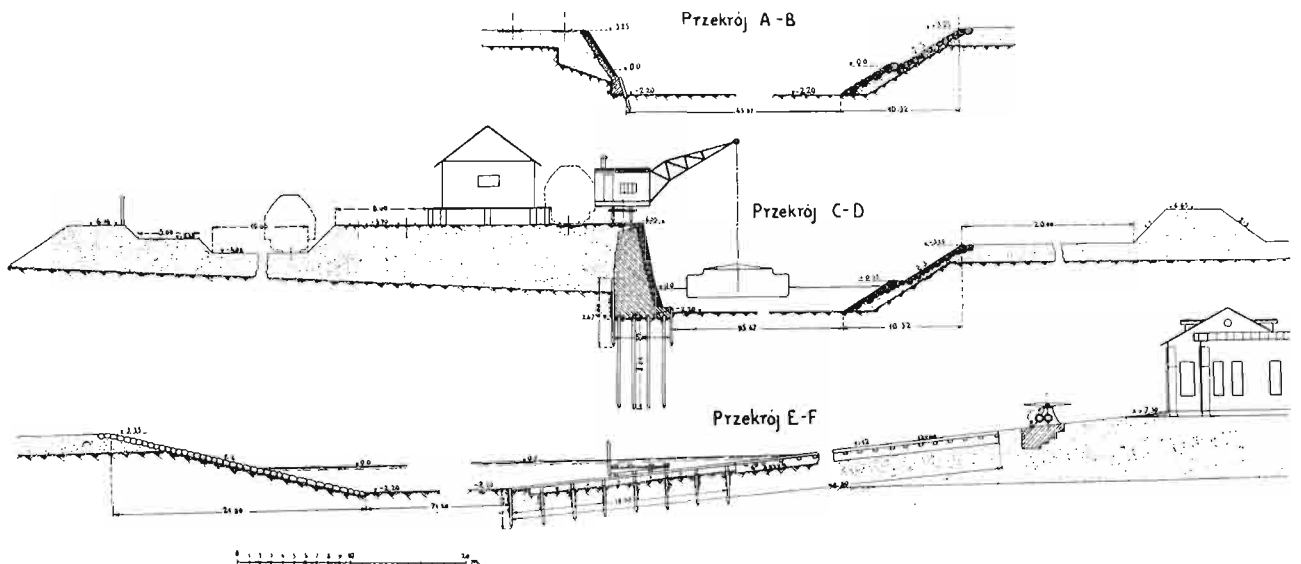
Port posiada obecnie czynny jeden dźwig parowy, o nośności 2.000 kg i jeden dźwig ręczny o nośności 1.500 kg.



Rys. 2. Plan basenu portowego.

Basen portowy zajmuje powierzchnię około 27.000 m² i połączony jest z Wisłą kanałem długości 600 m i szerokości 15 m. Wylot kanału znajduje się w km 269,200. Poza tym port połączony jest torem kolejowym na długości 1 km, z najbliższą stacją Sandomierz, (dawniej Nadbrzezie), oraz drogą bitą Sandomierz — Tarnobrzeg.

Przed wojną w porcie był bardzo ożywiony ruch: czynne były dwa dźwigi parowe i jeden ręczny, tak że zaledwie wystarczały; prócz tego znaczne ilości towarów ładowano ręcznie, szczególnie buraki, cykorie, które ładowano na galary bezpośrednio z wozów. Przywożono drogą wodną przeważnie produkty rolnicze, a wywożono przemysłowe



Rys. 3. Przekroje portu.

we i węgiel. Podczas wojny port również był całkowicie wykorzystany, a ponieważ w porcie urządzono bazę dla żeglugi rzecznej wojskowej, okazała się potrzeba rozszerzenia działalności portu. Jak silny udział brała żegluga w transportach podczas wojny świadczy to, że oprócz rozszerzenia



Rys. 4. Widok na port od strony kanału wjazdowego.

działalności portu w Nadbrzeziu władze wojskowe austriackie wybudowały warsztaty i bardzo dobrze urządzone stocznice w Puławach oraz przystosowały do celów wojskowych i rozszerzyły warsztaty w Krakowie.



Rys. 5. Wysoki bulwar w porcie.

Po wojnie ruch przeładunkowy w porcie znacznie zmalał, a to wskutek zmniejszenia się żeglugi.

Obecny ruch w porcie i jego rozwój w przyszłości zależą ściśle przede wszystkim od rozwoju żeglugi na Wiśle, a poza tym od ogólnej koniunktury gospodarczej kraju. Niewątpliwie port w Nadbrzeziu odgrywać będzie dużą rolę w tworzoną centralnym okręgu przemysłowym.

Zaznaczyć należy, że ciążenie ku Wiśle trwa nadal; należy więc wszelkimi siłami dążyć do ułatwień żeglugowych na Wiśle, co dałoby tym samym większe zatrudnienie portowi.

O ile zamierzenia Państwa co do użegłownienia Wisły zostaną zrealizowane, port w Nadbrzeziu zostanie całkowicie wykorzystany, a nawet okaże się potrzeba rozszerzenia jego działalności.

Kształtowanie się ruchu w porcie w ostatnich 10 latach przedstawiają poniższe cyfry przeładunku:

rok 1926	80 ton	rok 1931	3.475 ton
" 1927	4.960 "	" 1932	—
" 1928	3.810 "	" 1933	13.083 "
" 1929	22.190 "	" 1934	4.986 "
" 1930	5.715 "	" 1935	2.120 "
	rok 1936	6.700 ton.	

Towarem, który obecnie najczęściej przechodzi przez port jest fosforyt, wydobywany w Annopolu nad Wisłą w odległości 30 km, poniżej Sandomierza, poza tym przechodzi cegła, węgiel, dachówka i inne.

Przytoczone cyfry przeładunku, nawet największe w roku 1929 nie dają jeszcze ani 10-tej części pełnego wykorzystania możliwości przeładunkowych w stanie obecnym.

W uwzględnieniu rozszerzenia portu w Nadbrzeziu, należało by wziąć pod uwagę wykorzystanie wykonanej przystani na lewym brzegu Wisły pod miastem Sandomierzem.

Przystań ta mogłaby oddać znaczne usługi dla samego miasta, a również i dla dalszej okolicy po połączeniu torem kolejowym ze stacją Dwikozy, linii Sandomierz — Ostrowiec.

Warsztaty portowe i stocznia.

Prócz obrzeży i portu handlowego znajdują się w Nadbrzeziu warsztaty dla remontu i budowy statków rzecznych, oraz stocznia do wyciągania statków.



Rys. 6. Widok na stocznice i budynek warsztatowy.

Przed wojną warsztaty spełniały rolę warsztatów reperacyjnych, na stocznicy zaś montowane były niektóre z obiektów, wybudowane przez firmy prywatne.

Podczas wojny warsztaty zostały znacznie rozszerzone, gdyż wymagały tego konieczności wojenne.

Po skończonej wojnie i przejęciu warsztatów przez władze polskie warsztaty pracowały przy naprawie taboru rzecznej zniszczonego podczas wojny, a przejętego przez b. Państwową Żeglugę.

Od roku 1922 do roku 1928 zaznacza się pewien zastój, gdyż nowych jednostek nie budowano, a stare obiekty doprowadzono do zaledwie możliwego stanu używalności.

W czasie od roku 1920 do roku 1928 przeprowadzono główny remont i doprowadzono do stanu używalności 12 statków dużych rzecznych i kilka motorówek, należących jeszcze wtedy do Państwowej Żeglugi.

Od roku 1928, w miarę rozwoju robót regula-

rem 30 KM; założono dno na pogłębiarkach „WISŁA” i P.M.I., oraz zbudowano w ciągu jednego miesiąca w 1934 roku 8 wielkich koszarek pływających dla ośrodków pracy.

Na wymienione roboty wydatkowano w ostatnich 10 latach:

R o k	Utrzymanie obiektów pływających	Remont obiektów pływających	Utrzymanie portów i zimowisk	Na budowę nowych obiektów	R a z e m zł
1925/26	23.805,74	23.945,35	25.421,34	63.542,24	136.714,67
1926/27	48.051,85	59.582,31	38.115,61	—	145.749,77
1927/28	—	44.567,96	—	—	44.567,97
1928/29	34.681,36	43.399,06	56.150,08	121.518,93	255.749,43
1929/30	33.573,64	26.132,98	70.422,21	52.000,00	182.128,83
1930/31	34.751,99	20.000,00	36.871,17	247.995,94	339.619,10
1931/32	10.000,00	15.358,74	12.202,45	92.351,32	129.912,51
1932/33	7.000,00	8.162,33	16.592,76	10.036,95	41.792,04
1933/34	8.008,49	15.620,15	8.240,48	5.932,16	47.801,28
1934/35	17.932,92	—	6.311,88	—	24.244,80
1935/36	12.995,04	—	11.590,47	1.034,48	25.619,99
Razem	230.801,03	256.768,89	281.918,45	594.412,02	1.373.900,39

cyjnych, zwiększa się zapotrzebowanie taboru żeglugowego, jak kryp, galarów, prądówek, statków i motorówek. Całe to zapotrzebowanie dla Państwowych Zarządów Wodnych w Krakowie, Tarnowie i Sandomierzu wykonują warsztaty w Nadbrzeziu.

W czasie od roku 1928 do 1932 zbudowano 1 statek-holownik „TYNIEC” 40 m długości 4,6 m szerokości o mocy 120 KM; jedną motorówkę „SZRENIAWA” o mocy 30 KM, 12 m długości, 2,4 m szerokości; 6 kryp żelaznych z dnami drewnianymi 36 m długości, 6 i 7 m szerokości; 6 kryp jak wyżej 25 m długości, 5 m szerokości; kilkadziesiąt galarów, łodzi, 2 domki pływające z żelaznymi pływakami, 2 prądówki z żelazną konstrukcją i żelaznymi pontonami, oraz wykonano szereg poważnych remontów, jak zakładania dna i pokładów na statkach „KOPERNIK” i „WANDA” i cały szereg innych robót.

Od roku 1932 w miarę zmniejszania się kredytów zaznacza się znów zastój. Z poważniejszych robót w tym czasie, oprócz stałych drobnych remontów, założono dno statku „PIAST”, wybudowano 1 motorówkę 8 m długości, 1,8 m szerokości, z moto-

Przeciętny roczny wydatek wynosił zatem około 140.000 złotych.

Wydatki na utrzymanie obiektów pływających i utrzymanie portów i zimowisk wykazane zostały razem z wydatkami na roboty ściśle warsztatowe, gdyż do administrowania tymi wydatkami użyty jest ten sam personel co i do robót warsztatowych.

Oprócz wykazanych sum wydatkowanych z kredytów państwowych wykonano w tym okresie robót dla stron prywatnych za 120.000 złotych.

W ciągu szeregu lat warsztaty przystosowały swoje urządzenia do budowy i remontu statków rzecznych, tak że dzisiaj mogą wybudować, za wyjątkiem maszyny parowej względnie motoru, każdy statek rzeczny o długości do 50 metrów, to znaczy statek odpowiedni dla odcinka Wisły od Krakowa do Warszawy. W tym też czasie warsztaty wyrobiły sobie odpowiedni personel robotniczy z miejscowej ludności.

Stan portu i urządzeń zasadniczo jest dobry, nie wymaga znaczniejszych wkładów i znajduje się w wyczekiwaniu na dalszy okres rozwoju i spełnienia swej roli, do której jest należycie przygotowany.

mc.

Z Robót wodnych w kraju

Postęp prac przy regulacji rzeki Warty w obrębie województwa łódzkiego¹⁾.

Roboty regulacyjne na rzece Warcie w obrębie województwa łódzkiego, podjęte w 1935 roku po kilkuletniej przerwie (vide „Gospodarka Wodna” z 1936 roku, Nr 5, str. 197—198), kontynuowano w 1936 roku przy zwiększonych środkach finansowych. Na roboty te zużyto mianowicie 100.000 złotych z budżetu Ministerstwa Komunikacji i 200.000 zł z Funduszu Pracy, a poza tym wykorzystano pracę 2 drużyn junaków, opłacanych z funduszy Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych.

W roku sprawozdawczym — podobnie jak w ubiegłym — kierowano się przy ustalaniu kolejności robót koniecznością poprawy szlaku wodnego między Kołem a ujściem Proсны i bezpieczeństwem wałów powodziowych, budowanych przez Wydział Rolnictwa i Reform Rolnych Urzędu Wojewódzkiego Łódzkiego.

Pierwsze z tych zadań staje się coraz bardziej aktualne zarówno ze względu na przewidywane w roku bieżącym rozpoczęcie budowy kanału żeglugi Warta—Gopło („Gospodarka Wodna” z 1937 r. Nr. 2, str. 108—109), jak i na konieczność uzyskania drogi dla przewozu materiałów faszynowych — których źródło w przeważnej ilości znajduje się w pobliżu Konina — do poszczególnych miejsc budowy na Warcie.

Do wytworzenia drogi wodnej zmierzały następujące roboty:

1. wykonanie 18 budowli faszynowych o łącznej długości 367 m na odcinku od km 0.460 do 4.00, w pobliżu Pyzdr,

2. wykonanie 50 budowli o długości 1788 m na odcinku między Sławskiem a Koninem (km 44 do 55),

3. wykonanie 55 budowli o długości 2320 m powyżej Konina, od km 55 do 61.450 (rys. 1.),

4. wykonanie przekopu pod Glinką powyżej Konina, na odcinku od km 57.650 do 58.075, oraz

5. wykonanie 8 budowli w pobliżu Koła o łącznej długości 295 m.

Efekt tych robót był widoczny już w jesieni 1936 roku i wyrażał się w umożliwieniu ruchu taboru roboczego Państwowego Zarządu Wodnego w Koninie.

Dla ochrony wałów przeciwpowodziowych wykonano szereg przekopów i związanych z nimi robót faszynowych, jak zamknięcia starych koryt, opaski i t. p.

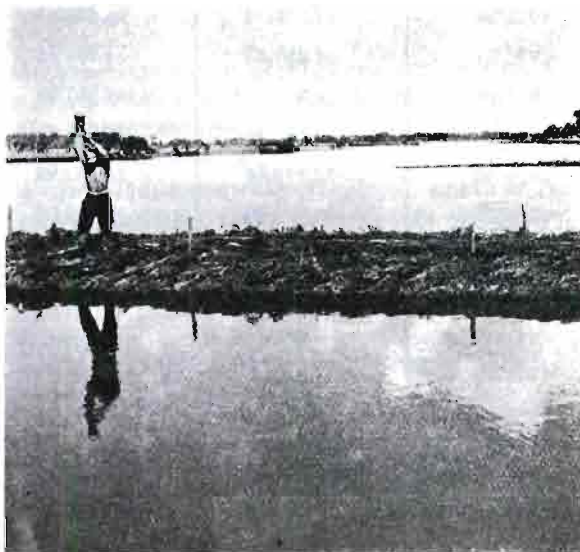
Roboty te prowadzono w następujących miejscach:

1. w pobliżu wsi Zrekie, na odcinku od km 65.047 do 65.220,

2. w pobliżu wsi Rozтока, od km 67.866 do 68.314 (rys. 2),

3. w pobliżu wsi Skrzynka od km. 65.320 do 65.400 (wykonano tylko roboty ziemne),

4. na odcinku od km 67.100 do 67.250 (wykonano tylko 25% robót ziemnych),



Rys. 1. Budowa ostrogi pod Koninem.

5. pod wsią Praksedów na odcinku od km 97.785 do 99.510, gdzie wał był szczególnie zagrożony,

6. w pobliżu wsi Włyń, na odcinkach od km 159.336 do 159.521 i od 159.695 do 159.820,



Rys. 2. Przekop w pobliżu wsi Rozтока.

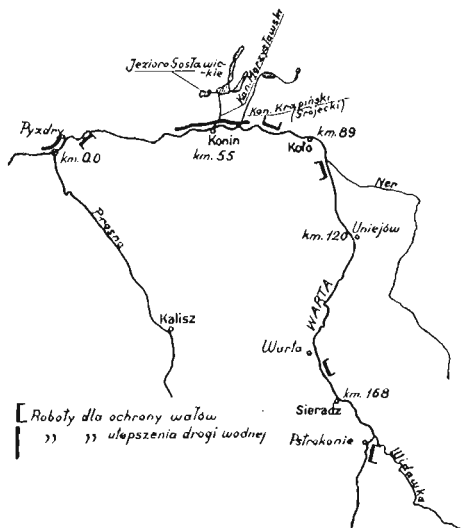
7. pod Pstrokoniami w pobliżu ujścia Widawki, oraz

8. pod Białobrzegami (km 8.792, wykonano część robót ziemnych).

Rozmieszczenie robót obydwu kategorii wzdłuż rzeki Warty przedstawiono na mapce (rys. 3). Ogólna kubatura robót ziemnych wynosi około 106.000 m³, kubatura budowli faszynowych 1-szej kategorii około 33.000 m³.

¹⁾ Artykuł ten dotyczy prac, wykonanych w 1936 roku; dane zaczerpnięto ze sprawozdania, przedstawionego przez Inż. Władysława Dunina, Kierownika Państwowego Zarządu Wodnego w Koninie.

Na osobną wzmiankę zasługują próby wykonywania lekkich budowli regulacyjnych. Próby te, rozpoczęte w 1936 roku, będą kontynuowane w latach następnych, gdyż w miarę postępu robót na



Rys. 3. Rozmieszczenie robót regulacyjnych w 1936 roku na Warcie.

Warcie należy się liczyć z brakiem materiałów fazsynowych, przewidzianym zresztą przez inż. Rozankowskiego, autora generalnego projektu.

Na brzegu wypukłym w pobliżu Grójca wykonano zamiast przewidzianych w projekcie ostróg płotki jedno- i dwurzędowe ze świeżej wikliny, obsypane materiałem gliniastym. Ocena przydatności tych budowli będzie możliwa dopiero po pewnym czasie.

Na przeciwnym brzegu założono pływającą opaskę z belek drewnianych, wiązanych łańcuchami i przytwierdzonych co pewien odstęp do słupków, bitych w dno rzeki (rys. 4). Konstrukcję tę

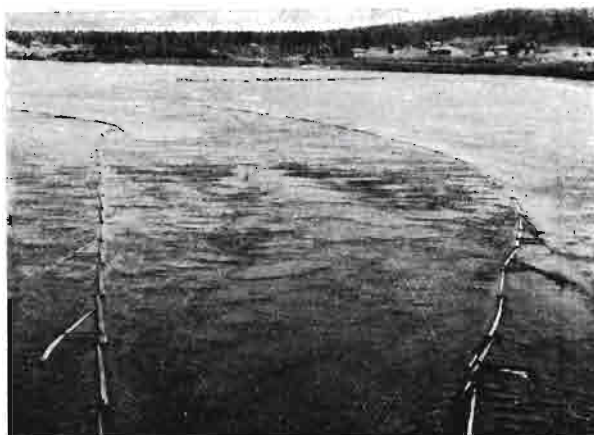


Rys. 4. Opaska pływająca na Warcie w pobliżu Grójca.

zastosowano na wzór Finlandii, gdzie używa się jej do budowy kierownic dla spławu (rys. 5, fotografiał inż. Wł. Kollis).

Opaskę w Grójcu założono — według mego zdania — w warunkach niekorzystnych dla jej

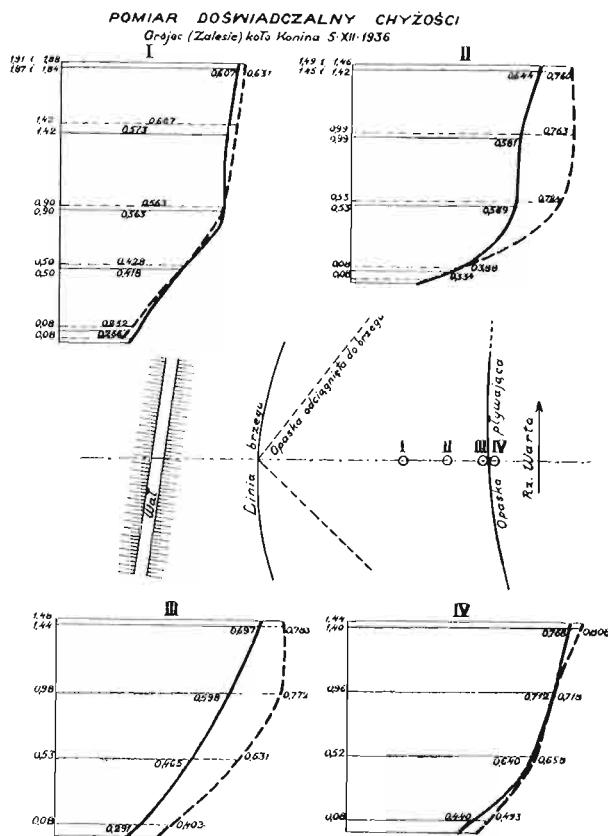
działania, gdyż długość jej wynosi 250 m, a przeciętna szerokość odciętej przestrzeni rzeki 16 m. W tych warunkach nie stwierdzono przez kilka



Rys. 5. Kierownice pływające na rzece Kemi w Finlandii.

miesiący żadnego zamulenia w odciętej przestrzeni. Zdaje się jednak, że gdyby te opaski zastosować między głowami ostróg, rozmieszczonych w odstępie 2—4-krotnie większym niż normalny (a nie jak na próbnym odcinku 15-krotnie większym), to efekt byłby lepszy.

Do takiego przypuszczenia skłaniają mnie wyniki pomiarów chyżości, które przeprowadziłem z ramienia Instytutu Hydrograficznego w przestrzeni, odciętej opaską (rys. 6).



Rys. 6. Wyniki doświadczalnego pomiaru chyżości wody przy opasce pływającej.

Pomiary te wykonano w pionach, odległych od opaski kolejno 0,6, i o 0,3 m w stronę brzegu i 0,5 m w stronę nurtu. Linie pełne na tachoidach dotyczą chyżości, zmierzonych w czasie normalnego działania opaski, a linie kreskowane — chyżości, zmierzonych bezpośrednio później, po rozłączeniu opaski w profilu pomiarowym i przyholowaniu obu części do brzegu.

W I-szym pionie różnice są nieznaczne, gdyż w pobliżu brzegu działały części opaski, przyciągnięte do brzegu. Pion IV mieści się już poza obrębem części odciętej. W pionie II i III wpływ opasek na zmniejszenie chyżości jest znaczny, tak że

przy ponowieniu eksperymentu w lepszych warunkach można spodziewać się zamulenia. Stosowanie belek pływających w takich warunkach opłacałoby się, gdyż pozwoliłoby zmniejszyć ilość potrzebnych ostróg o połowę.

Na tym miejscu chciałbym jeszcze zwrócić uwagę na proponowane przez Z. Kajetanowicza (Lwów, Życie Techniczne Nr. 9 z 1934 r.) typy budowli lekkich. Zdaje się, że przy rodzaju materiału wleczonego i unoszonego przez Wartę (drobny piasek) budowle te dałyby dobre wyniki.

Inż. Otton Faust.

Urządzenia i aparaty do pomiarów w przegrodzie na rzece Sole w Porąbce.

Przegroda w Porąbce, której początek budowy datuje się od 1925 r., została zaopatrzona — dzięki opóźnieniu w jej ostatecznej realizacji — w najnowocześniejsze urządzenia i aparaty do pomiarów.

Wykonanie przeszło 80% muru przegrody w latach 1934 do 1937 (patrz opis w „Gospodarce Wodnej” Nr 6, z r. 1936) pozwoliło wykorzystywać przy jej przeprojektowaniu i budowie dokonany duży postęp, jaki poczyniła technika w budowie wielkich zapór w ostatnim dziesięcioleciu.

Urządzenia i aparaty przewidziane projektem z 1934 r. i obecnie zainstalowane w murze przegrody w Porąbce umożliwią wykonanie następujących pomiarów:

- 1) odkształcenie muru przegrody,
- 2) pomiary naprężeń w murze,
- 3) pomiary temperatur,
- 4) pomiary wporu wody na stopę fundamentu,
- 5) pomiary stopnia przesiąkliwości wody przez beton i fugi dylatacyjne.

ad 1). Odkształcenie muru przegrody będzie mierzone metodą trygonometryczną. Metoda ta od czasu wyrabiania precyzyjnych instrumentów okazała się najdokładniejszą i była po raz pierwszy zastosowana przez Langę przy pomiarach odkształceń przegród w Szwajcarii (Schräh, Rempen, Barberine). Obserwacje polegają na pomiarze odpowiednich kątów punktów muru przegrody z punktów stałych, tworzących wzajemnie sieć trójkątów (triangulacja). W naszym wypadku zostały założone (rys. 1) 4 punkty stałe w terenie, po stronie odpowietrznej przegrody, z których dwa najbliższe przyległe do zapory — przy jej przyczółkach — będą punktami obserwacyjnymi, dwa dalsze zaś — kontrolnymi. Przewidziane jest wykonanie dalszych punktów kontrolnych ewentualnie także po stronie zbiornika. Dla połączenia punktów stałych w terenie zostanie przyjęta baza na koronie muru przegrody. W ten sposób powstanie sieć triangulacyjna.

Punkty obserwacyjne na murze przegrody są usytuowane w 3-ch wysokościach muru. Da to możliwość otrzymania wykresu krzywych odkształceń muru w kierunkach poziomym i pionowym. Pierwszy rząd punktów leży na wysokości korony prze-

grody (ca. 323,00), drugi na rzędnej 315,00, trzeci najniższy w różnych wysokościach od rzędnej 303,00 do 306,00, w zależności od typu przekroju przegrody. Punkty w każdym rzędzie są mniej więcej rozmieszczone w jednakowych odstępach, a w kierunku pionowym leżą na jednej linii. Wszystkich punktów umieszczonych na przegrodzie jest 22.

Do pomiarów kątów, które zostały dla poziomu wody w zbiorniku 315,00 już przeprowadzone, użyto precyzyjnego instrumentu Wild'a T-2, o możliwości odczytu kątów do 1 sek. i szacowania na 0,1 sek. Dzięki tej dokładności odczytu kątów odkształcenia muru przegrody mogą być obliczane z dokładnością większą niż 0,5 mm.

ad 2) i 3). Przyrząd do mierzenia naprężeń winien odpowiadać następującym warunkom:

a) Pod względem elastyczności przyrząd nie powinien się różnić od otaczającego go muru. Spółczynnik sprężystości przyrządu winien odpowiadać sprężystemu zachowaniu się betonu. Przyrząd nie powinien więc wykazywać ani za wielkich, ani za małych oporów przy zmianach swojej długości.

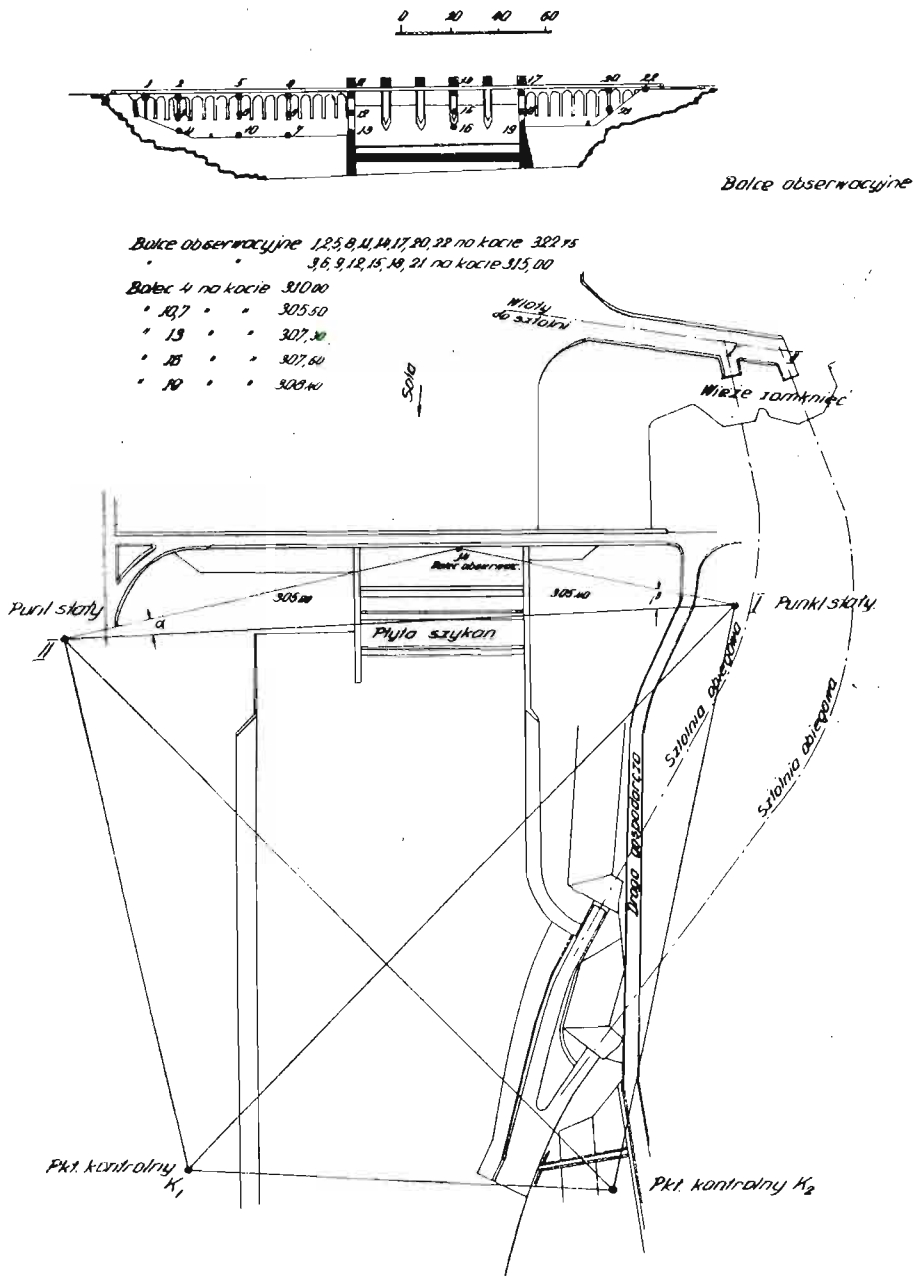
b) Przyrząd musi być nieczuły na zmiany temperatury, albo posiadać odpowiednie urządzenia kompensacyjne. Jeżeli przyrząd reaguje na zmianę temperatury, należy przy pomocy tego przyrządu mierzyć również i temperaturę. W tym wypadku przy pomiarach naprężeń wprowadza się odpowiednią poprawkę.

c) Przyrząd winien zachować zdolność dokładnego badania naprężeń w ciągu dłuższego okresu czasu, musi więc być odporny na wilgoć i inne wpływy atmosferyczne, chemiczne itd.

d) Krzywa wzorcowania przyrządu winna pozostać niezmienną przez cały czas użyteczności przyrządu.

Ponowne wzorcowanie, dające zależność pomiędzy odczytem a rzeczywistym odkształceniem przyrządu, po wykonaniu wbudowania przyrządu w mur przegrody, jest już niemożliwe.

e) Odczytywanie przyrządów winno odbywać się z jednego centralnego miejsca, stosunkowo łatwo dostępnego. Przewody idące od przyrządu do miejsca pomiaru muszą być ułożone bardzo starannie, aby podczas długich lat pracowały bez zarzutu.



Rys. 1. Punkty stałe i obserwacyjne dla pomiarów odkształceń muru przegrody.

Przyrząd do mierzenia temperatur winien zadość czynić warunkom c), d) i e).

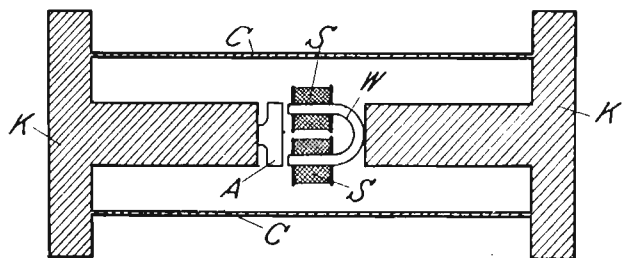
Ponieważ termometry zasadniczo wbudowuje się w tych samych punktach co i przyrządy do mierzenia naprężeń, logicznym więc będzie stosowanie takich aparatów, które mogą jednocześnie służyć obu celom.

Są to tak zwane „telemetry”, aparaty oparte na mierzeniu zmian elektrycznych oporów — więcej lub mniej, w zależności od wywierającego nacisku muru — zbliżonych do siebie płytek węglowych i „dilatometry”, których opis podają za czasopiśmie „Bauingenieur” r. 1931, zeszyt 5 i r. 1935, zeszyt 5/6.

Aparat ten (rys. 2) składa się z cylindra stalowego „C”, o zewnętrznej średnicy 30 mm i grubości ścianki 0,3 mm. Cylinder zakończony jest kryzami czółowymi „K” w kształcie sześciokąta. Za pośrednictwem tych kryz przyrząd zostaje zakotwiony w betonie.

Całkowita długość „dilatometru” wynosi 100 mm.

Z jedną kryzą połączona jest kotwica magnetyczna „A”, z drugą widełki „W”, jako rdzeń dwóch



Rys. 2. Szkic dilatometru.

cewek „S”. Uzwojenie cewek łączy się dwudrutowym kablem ze skrzynką pomiarową.

Przepuszczając przez uzwojenie cewek prąd stały możemy pomierzyć zmiany temperatury ot-

czającego ich środowiska. Z pomierzonych oporów w danym aparacie (na mostku Wheatstone'a) można przy pomocy krzywej wzorcowania otrzymać temperaturę muru w tym miejscu, gdzie się znajduje aparat. W danym wypadku aparat służyć będzie jako elektryczny termometr.

Jednocześnie „dilatemetry” służyć do pomiaru naprężeń na następującej zasadzie.

Wytrzymałość stalowego cylindra odpowiada wytrzymałości słupa betonu, zastąpionego przez przyrząd. Czołowe kryzy wykonują wobec tego takie same ruchy, co i beton.

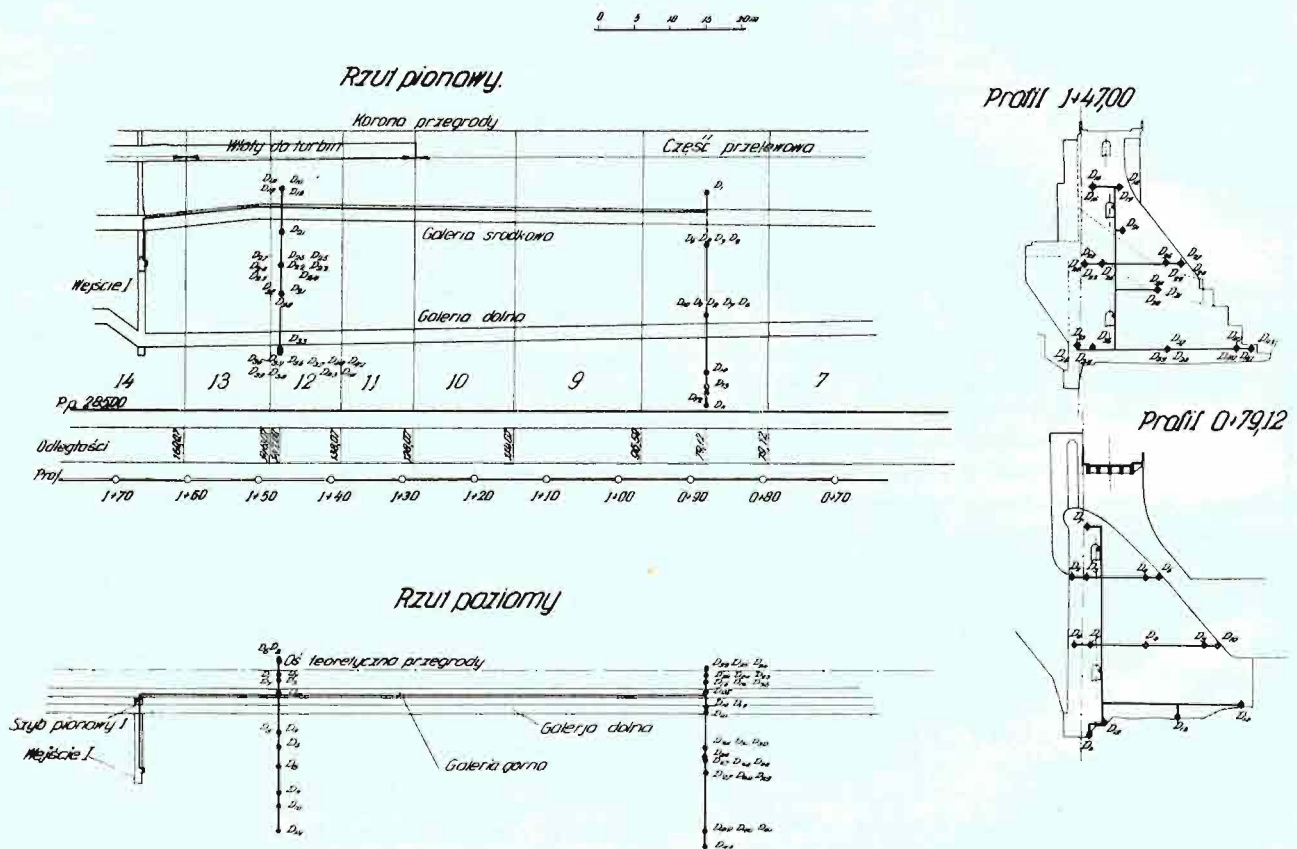
Przy wydłużeniu względnie skurczeniu przyrządu zwiększa się lub zmniejsza odległość między kotwicą a widełkami rdzeniowymi. Jednocześnie z tym zachodzą zmiany samoindukcji cewek, a tym samym ich oporów przy przepuszczaniu przez ich uzwojenie prądu zmiennego. Wielkość samoinduk-

W tych miejscach da się również dobrze zaobserwować temperatury wiązania i ostygnięcia betonu.

Rezultaty pomiarów posłużą do wykresu linii równych naprężeń i temperatur w przekroju przegrody i do kontroli teoretycznych naprężeń muru przegrody.

W murze przegrody w Perąbce zastosowano do pomiarów temperatur i naprężeń—dilatemetry, wyrabiane przez firmę R. Fuess Berlin Steglitz. Zostały one wbetonowane w blokach 8 i 12 przegrody, według obok załączonego szematu (rys. 3).

W profilu 1 + 47,00 (blok 12) wbudowano w kilku punktach muru po 3 dilatemetry, układając je w kierunkach osi głównych x, y, z, względnie po 2 dilatemetry w kierunkach płaszczyzny pionowej (z) i poziomej (y) tj. w kierunku parcia wody na mur przegrody. Przy takim ułożeniu aparatów można będzie obliczyć główne naprężenia w prze-



Rys. 3. Rozmieszczenie dilatermetrów w murze przegrody.

cji mierzona na mostku Wheatstone'a będzie miarą dla zmian odkształceń liniowych, a tym samym i zmian naprężeń. Rzeczywiste rezultaty otrzymuje się również z krzywej wzorcowania.

Przyrządy do mierzenia naprężeń i temperatury muru ustawia się co najmniej w trzech poziomach przekroju przegrody; na podszwie fundamentu, celem zbadania nacisku na podłoże skalne i badania temperatury w otoczeniu zetknięcia się betonu ze skałą, w środkowej wysokości przegrody, która jest powyżej zasypki i będzie więcej reagowała na zmiany temperatury otoczenia (wody i powietrza) w końcu przy koronie przegrody, gdzie wahania temperatury otoczenia, ze względu na cienki stosunkowo mur, dadzą się najlepiej zaobserwować.

grodzie, jakie będą miały miejsce w tych punktach muru przegrody i porównać je z teoretycznymi w projekcie. Szczegół zabetonowania dilatermetrów przedstawia załączona fotografia (rys. 4). Rys. 5 przedstawia centralną stację pomiarową, zainstalowaną w galerii wyjściowej bloku 15.

ad 4). Urządzenie dla mierzenia wyporu wody polega na ustawieniu rury o kielichowym zakończeniu — na skale fundamentowej. Rury te o średnicy 2" kończą się w najgłębiej położonej galerii kontrolnej.

Do nagwintowanych końców rur przyłącza się manometry, które wskazują ciśnienie wody w danej rurze.

Ponieważ miejsce pomiaru leży wyżej niż miejsce badane, należy do otrzymanego ciśnienia na manometrze wprowadzić poprawkę przez dodanie wysokości różnicy poziomów między manometrem



Rys. 4.

a skalą. Z tego wniosek, że nawet w tym wypadku, kiedy manometr nie wykaże żadnego ciśnienia, może mieć miejsce wypór wody — będzie on jednak równy lub mniejszy niż wysokość usytuowania manometru ponad badanym miejscem skały.

Na załączonym przekroju muru przegrody (rys. 6) pokazana jest sieć rur obserwacyjnych o średnicy 2", zakończonych kielichami przy skale.

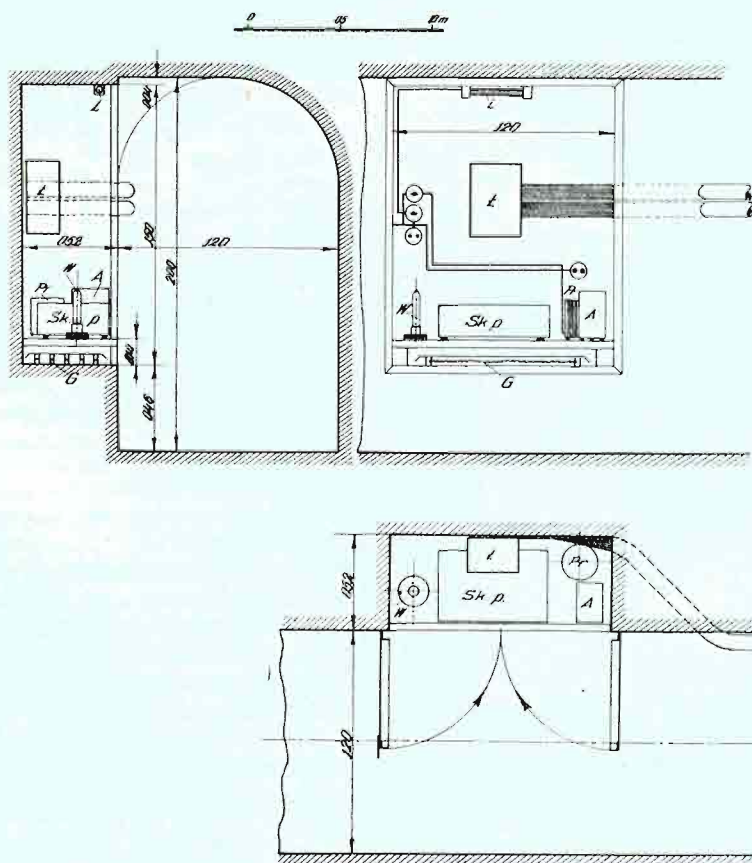
Pod każdym kielichem zostaje wywiercony otwór w skale o średnicy 40 mm i długości ok. 40 cm. Rury wprowadza się do dolnej galerii kontrolnej, w której można wykonywać pomiary ciśnienia wody przez dokręcanie manometrów.

Takie urządzenia zainstalowano w 6-ciu przekrojach normalnych, w jednym turbinowym oraz w 3-ch przelewowych — razem 31 sztuk.

Należy dodać, że sposób wywiercania otworów i zakładania kielichów — jak wyżej opisano, dla przegrody w Porąbce okazał się niepraktyczny, a to dlatego, że późniejsze zastrzyki cementowe do skały fundamentowej powodowały zatykanie się rur oporowych. Sposób ten został później zarzucony, a otwory dla mierzenia wyporu wody wiercono po wykonaniu zastrzyków.

ad 5). Przy badaniu przepuszczalności doniosła jest rzeczą ustalić, skąd pochodzi woda przenikająca przegrodę. Z tego względu wszystkie pomiary przepuszczalności przegrody muszą odbywać się oddzielnie dla poszczególnych i charakterystycznych miejsc przegrody.

Do pomiaru przesiąkającej wody do wnętrza przegrody w Porąbce służą galerie kontrolne dolne usytuowane możliwie blisko stopy fundamentu (rz. 294,00—296,00) i środkowe na rzędnej 310,00 — 311,50. Przekrój podłużny galerii pokazany jest na rysunku 1. b. na stronie 227. Gospodarki Wodnej Nr 6, r. 1936. Każda z tych galerij posiada od strony odwodnej przegrody kanaliki, o przekroju wystarczającym dla odpływu wody infiltrującej.

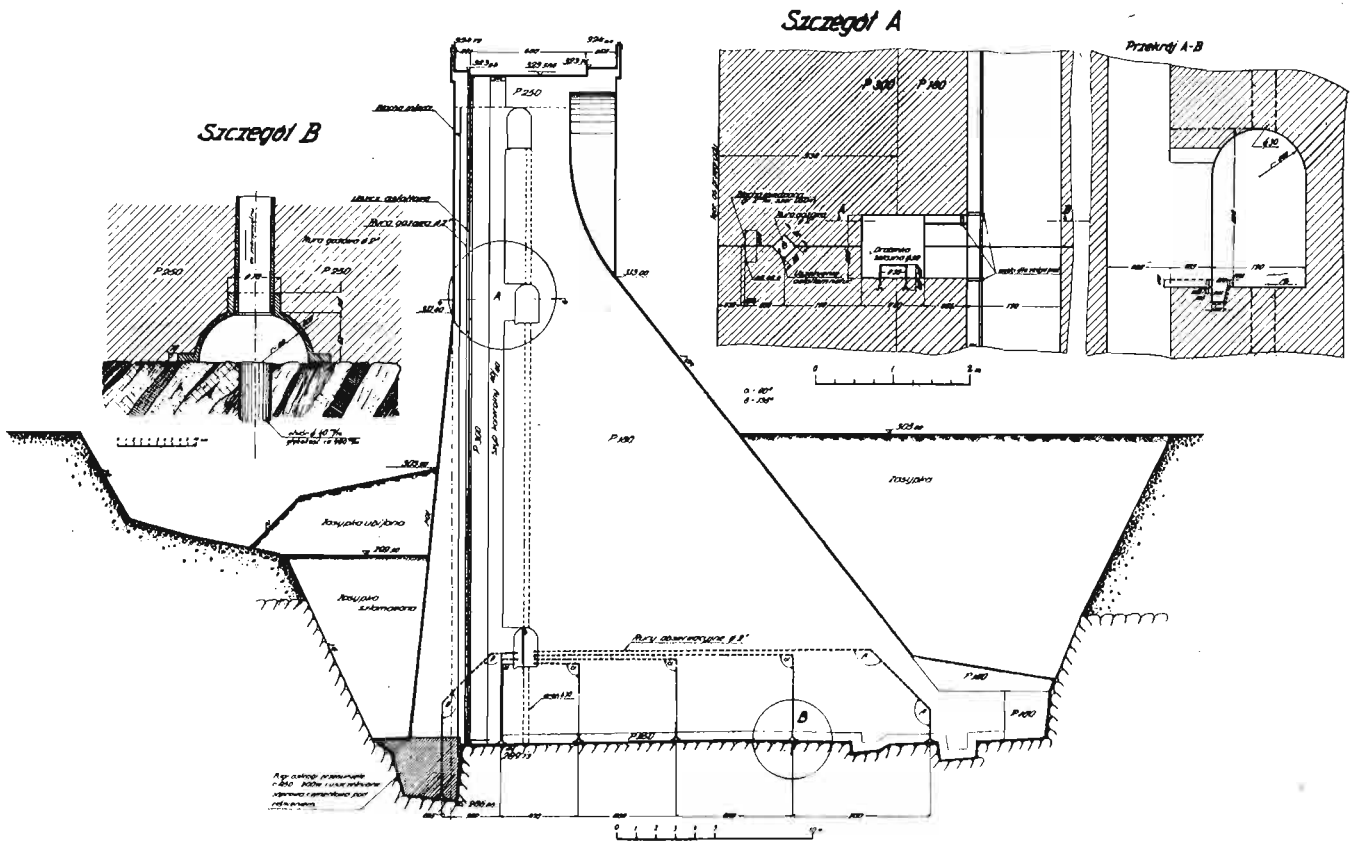


Rys. 5. Centralna stacja pomiarowa dla dilaterometrów w galerii wyjściowej bloku 15.

L — lampa, Ł — skrzynka łącznikowa, Sk. p. — skrzynka pomiarowa, A — akumulator 4 V, Pr — prostownik 220/4 V, W — lampa wodorowa, G — grzejnik 0,5 Amp.

Każda fuga posiada połączenie z galeriami kontrolnymi za pośrednictwem szybów pionowych, o wymiarach 80×80 cm. Szyby te są dostępne i w nich będzie można badać przesiąkanie wody przez uszczelnienie fugi. Woda, która dostanie się przez uszczelnienie fugi dylatacyjnej do szybu pionowego, zostaje sprowadzona przez boczne połą-

wienia urządzenia dla pomiaru wody. Różnica przepływu na początku i końcu bloku da nam objętość wody, która przesiąkła przez mur przegrody. Pomiaru przecieku wody wykonywać się będzie sposobem objętościowym. Woda z górnej galerii zostanie przy szybach pionowych — prawym i lewym — ujęta i w rurę i dalej przez galerie wyjściowe od-



Rys. 6. Urządzenia dla pomiaru wyporu wody i fuga dylatacyjna.

czenie do galerii dolnej. W połączeniu bocznym galerii, znajduje się również kanalik, na końcu którego woda może być pomierzona, zanim dostanie się do galerii (rys. 6 i 7).

przewodzona na zewnątrz. Przy wyjściu woda ta zostanie jeszcze raz pomierzona.

Woda galerii dolnej zbiera się w studziencie — na przedłużeniu prawego pionowego szybu — usytuowanej najgłębiej, skąd zostaje wypompowywana na poziom prawego wejścia do sztolni (305,00).

Do tego celu została wmontowana w bloku 15 w dolnej galerii automatyczna pompa, o średnicy 40 mm i wysokości manometrycznej około 12,00 m.

Wyszczególnione pomiary mają na celu zbadać czy założenia przy projektowaniu przegrody były słuszne i odpowiadają rzeczywistym stosunkom panującym w przegrodzie. Przy zauważeniu jakichkolwiek odchylen od założeń teoretycznych, dadzą one możliwość stwierdzenia czy odchylenia te są groźne, umożliwiając przez to przedsięwziąć zawczasu odpowiednie środki zaradcze, dla usunięcia groźnego niebezpieczeństwa. Ze względu na to pomiary wymienione są cenne dla rozwoju techniki wielkich zapór.

Specyby wykonywania badań i pomiarów w przegrodzie w Porąbce, oraz rezultaty tych badań — będą stanowiły oddzielny temat w dalszych artykułach.

Inż. Jerzy Skrzyński.



Rzs. 7. Fuga dylatacyjna i szyb pionowy.

Przesiákanie wody przez beton przegrody będzie badane na długości galerii górnej dla górnej partii muru i w galerii dolnej dla dolnej partii. Idąc w kierunku spad, na każdym końcu bloku dylatacyjnego galerii przewidziane są wnęki do wsta-

Z literatury technicznej

Przegląd czasopism obcych

Drogi wodne, żegluga

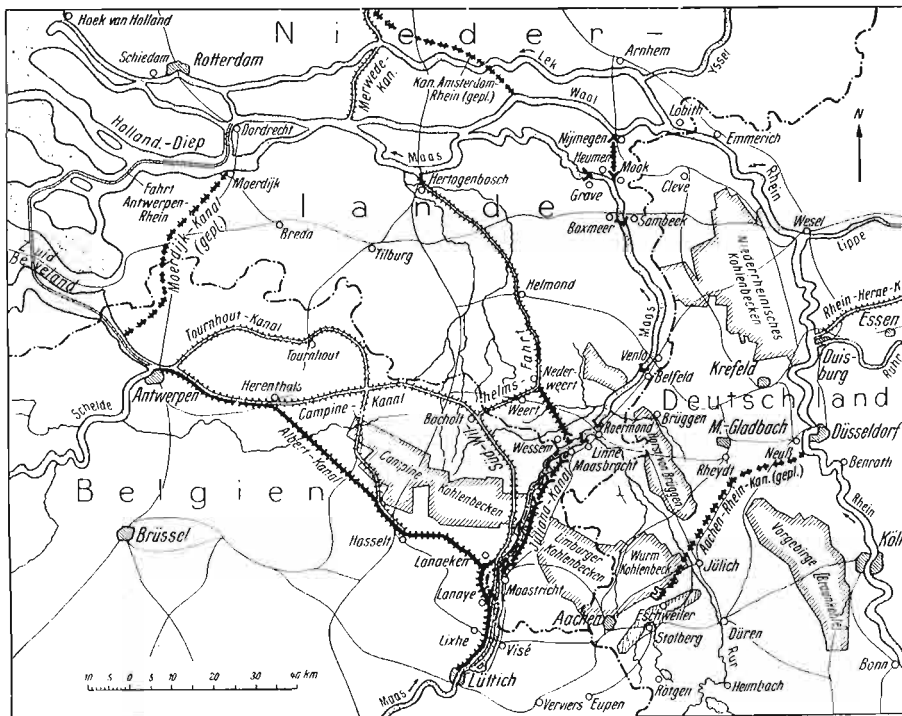
Kanał Juliany wraz z systematem dróg wodnych dorzecza Mozy.

Sieć dróg wodnych w dorzeczu Mozy. Moza nie jest z natury rzeką dogodną dla żeglugi, gdyż objętości jej przepływu wahają się w bardzo szerokich granicach, a mianowicie pod Maastricht od 15 do 3000 m³/sek.; koryto rzeki układa się miejscami w ostrych zakolach, zwężając się często do szerokości utrudniającej żegluge.

Z tych względów od dawna już polepszano żeglowność rzeki sztucznymi środkami. W zeszłym stuleciu stworzono sieć dróg wodnych, wiążąc kanałami użeglownione odcinki rzek. Powyżej Lüttich skanalizowano Mozę najpierw na obszarze belgijskim, potem również na francuskim, przy czym powstało połączenie przez górną Mozę i Sambrę w kierunku południowym i zachodnim z francuską siecią kanałów. Poniżej Lüttich droga wodna opuszcza koryto rzeki biegnąc t. zw. kanałem Süd-

Nieco przed rokiem 1900 wylonily się nowe zagadnienia komunikacyjne w związku z dużym rozwojem kopalni węgla w okręgu Limburg, Lüttich oraz Campine. Istniejąca droga Süd-Wilhelm nie wystarcza potrzebom zwiększającego się wciąż przewozu. Powstaje związek Belgijsko-Holenderski celem wybudowania nowoczesnej drogi wodnej. Planuje się kanalizację Mozy od Lüttich do Boxmeer, przewidując 14 stopni słuźowych o spadku 3—3,5 m. Od skanalizowanej Mozy miała się odgałęziać sztuczna droga wodna do Antwerpii, trasą przebudowanego Campine Kanal.

Rokowania te nie doszły do skutku, gdyż już wtedy wystąpiły rozbieżności interesów obu państw w eksploataowaniu mającej powstać drogi wodnej. W następstwie Holandia bierze pod uwagę projekt budowy kanału lateralnego celem omińnięcia granicznego odcinka rzeki pomiędzy Maasbracht i Maastricht. Wybuch wojny światowej przerywa ostatecznie rokowania, odsuwając sprawę kanalizacji granicznego odcinka Mozy do chwili podpisania pokoju. Prowadzone przez Holendrów w międzyczasie studia wykazały, że dolna Moza nie nadaje się do skanalizowania, postanowiono zatem przenieść główny



Rys. 1.

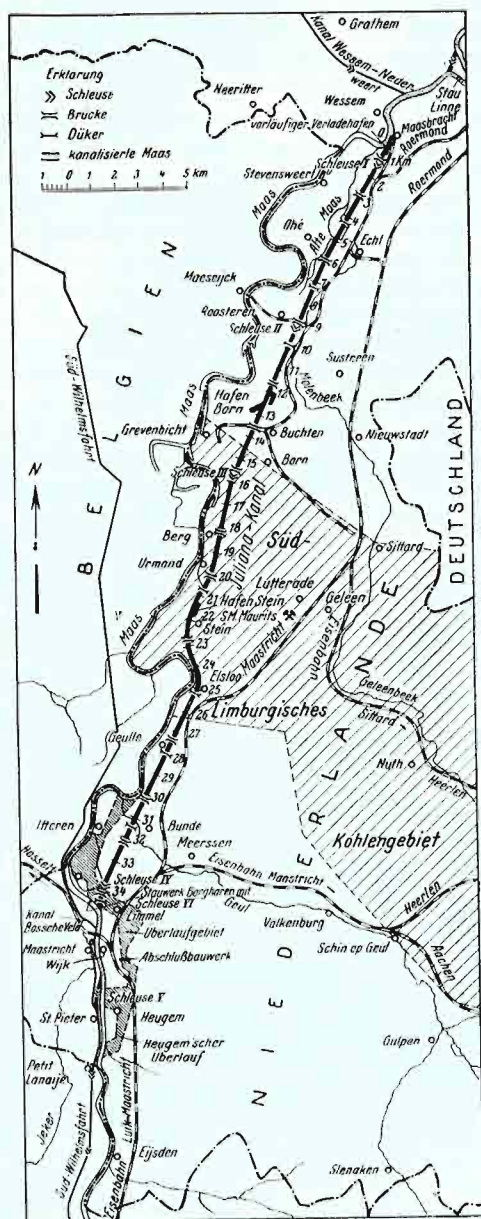
Wilhelm do dolnej Mozy z odgałęzieniem Campine-Kanal prowadzącym do Antwerpii (rys. 1). Na ukształtowanie sieci dróg wodnych w dorzeczu Mozy wielki wpływ wywarł układ granic politycznych państw. Moza przecina pod Givet granicę francuską, płynie jako rzeka belgijska do Lixhe, skąd staje się graniczną na długości 7 km, dalej przebiega 9 km na terytorium holenderskim do Maastricht, tu zaczyna się znów odcinek graniczny o długości 53 km do Maasbracht, skąd już ostatecznie płynie obszarem holenderskim do ujścia. Kanał Süd-Wilhelm i Campine przeznaczone były dla łodzi 320—350 t o wymiarach: 38,5 m długości, 5 m szerokości, 2 m zanurzenia. Niektóre odcinki dostosowano później do wymogów ruchu 450 t łodzi.

ruch na Vaal przez połączenie obu rzek kanałem Mook-Nijmegen. W r. 1915 zatwierdzono plan kanalizacji Mozy od Maasbracht do 5 stanowiskach słuźowych, oraz budowę kanału Mook-Nijmegen. Roboty zakończono w r. 1929.

Wszystkie nowowybudowane drogi wodne, z wyjątkiem dodatkowego połączenia Wessem-Nederweert dla łodzi 600 t — odpowiadają wymogom ruchu łodzi o ładowności 2000 t.

Nawiązane po wojnie rokowania z Belgią nie dały jak i poprzednio pozytywnych rezultatów, wobec czego przyjęto w 1920 r. plan budowy kanału lateralnego na terytorium holenderskim, od Maastricht do Maasbracht, — t. zw. kanału Juliany. Przedsięwzięcie to okazało się

uzasadnione zarówno technicznie jak i gospodarczo. Trasa o długości 35 km zamyka się w 4 stopniach śluzowych, (rys. 2), podczas gdy długość skanalizowanego odcinka rzeki na tejsze przestrzeni wynosiłaby 45 km, nawet pomimo przecięcia zakoli, przy czym wymagałaby budowy 8 śluz. Koszt kanału ma być o 10 mil. guldenów niższy



Rys. 2.

od kosztów kanalizacji rzeki. W tym samym czasie powstaje w Belgii droga wodna łącząca przemysłowy okrąg Lüttich z portami morskimi oraz Renem, — jest to kanał Alberta, zaprojektowany dla łodzi 1350 t, w rzeczywistości jednak wymiary jego zezwalają na ruch łodzi 2000 t. Najtrudniejszy odcinek trasy między Lanaeken i Lüttich wymagał przekopów do 64 m głębokości. Po wykonaniu holenderskiej drogi wodnej i kanału Alberta powstały dla statków Mozy dwa wielkie kanały żeglugi dla statków 2000 t ładowności, które pod Lanaye dzieli odległość zaledwie 5 km. Drogi te związane są odcinkiem starego kanału Süd-Wilhelm dla łodzi 450 t. Ten wyjątkowy stan rzeczy spowodowany jest polityką Belgii, która ma na celu skierowanie całego transportu z okręgu Lüttich do własnych portów, ruch zaś większych statków do Renu odbywać się musi okrężną i niezbyt bezpieczną w czasie złej pogody drogą przez Antwepię i ujście Skaldy.

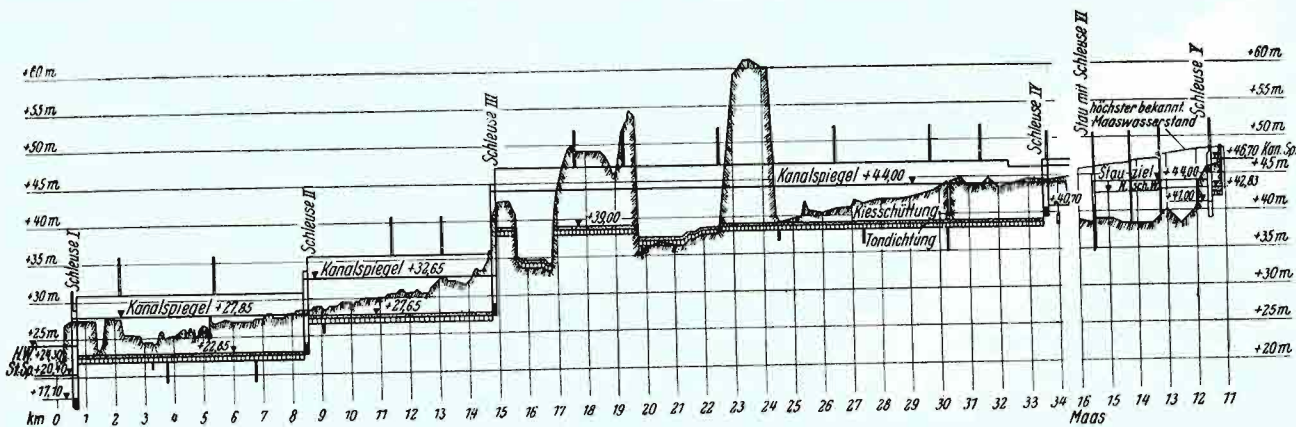
Znaczenie komunikacyjne. Drogi wodne w dorzeczu Mozy łączą okręgi górnicze i przemysłowe Belgii, Holandii i północnej Francji z wielkimi portami morskimi. Znaczenie komunikacyjne dróg wodnych wzrastało stopniowo z rozwojem tych okręgów. Węgiel, koks, nawozy sztuczne z holenderskiego zagłębia górniczego idą na rynek wewnętrzny głównie przez kanał Wessem-Nederweert do północnego Brabantu.

Poza tym węgiel transportowany jest częściowo do portów morskich, częściowo zaś Renem do południowych Niemiec, Szwajcarii, a nawet Italii i Austrii. Poza węglem ważne są dla transportu wodnego wyroby przemysłu chemicznego, metalowego, płody ziemne, cement, materiały kamienne, etc.

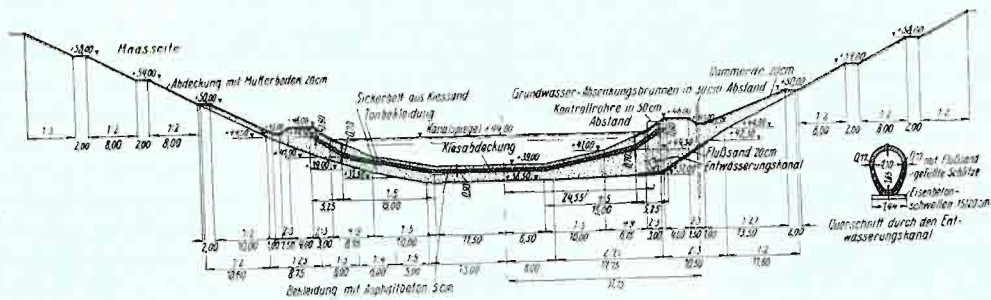
Trasa i warunki budowy kanału Juliany. Plan kanału podany jest na rys. 2. Trasa jego o długości 35 km — jak już wspomniano — zamyka się w 4 stopniach śluzowych. Śluza wejściowa powyżej jazu w Borghagen pozostaje stale otwarta, zamyka się ją gdy stan wody w rzecze przy podniesionych zasuwach jazu przekroczy + 44 m, ma to miejsce średnio 13 dni w roku.

Warunki wysokościowe widoczne są z podanego na rys. 3 profilu podłużnego trasy.

Przy budowie samego kanału na uwagę zasługują roboty ziemne pod Elsloo. W okolicy tej występuje kurzwarka na długości 1500 m trasy, uniemożliwiająca wykonanie wykopu. Musiano obniżyć poziom wody gruntowej za pomocą studni wierconych w odstępach 35—40 m wzdłuż całego odcinka trasy, po czym wykonano kanał w ten sposób, że pod uszczelnieniem z gliny znajduje się



Rys. 3.



Rys. 4.

warstwa drenująca żwiru, która odprowadza przesiąkającą z kurzawki wodę do betonowego kanału zbiorczego, posiadającego ujście do Mozy (rys. 4).

Uszczelnienie wykonano na całej długości kanału z walcowanej gliny, chronionej w dnie warstwą żwiru, na skarpach zaś narzutem kamiennym. W obszarze kopalń (od km 14 do 26) na terenie usuwiskowym zastosowano poza warstwą gliny dodatkowe uszczelnienie asfaltowe.

W związku z budową kanału Juliana, który łączy się z Mozą w odległości paru kilometrów poniżej Maastricht, należało przedłużyć drogę wodną w górę rzeki, by uzyskać połączenie dla ruchu łodzi 2000 t z przemysłowym okręgiem Maastricht.

Ponieważ poszerzenie kanału Süd-Wilhelm w obrębie miasta nie było możliwe, ze względu na brak miejsca, postanowiono splętrzyć rzekę poniżej miasta wspomnianym jazem w Borghagen, uzyskując żądaną głębokość w łóżysku rzeki.

Specjalną trudność w przeprowadzeniu miejskiego odcinka drogi wodnej stanowił stary, kamienny most lukowy — Servatius Brücke, pozostający pod ochroną, jako zabytek budownictwa 13 wieku.

może być w przyszłości przerobioną na most podnoszony (rys. 5).

Płytkie fundamenty filarów mostowych chroni do-



Rys. 7.

Moza w obrębie Maastricht. (Most Wilhelminy, w głębi most Servatius Brücke).

datkowo zabita ścianka szczelna, dno zaś zabezpieczono przed rozmywaniem, zakładając odwrotne sklepienia betonowe we wszystkich przęsłach (rys. 6). Roboty te przedsięwzięto w związku z przewidywaną zmianą warunków przepływu po wykonaniu kanalizacji odcinka miejskiego rzeki.

Na uwagę zasługuje jaz w Borghagen (rys. 8, 9, 10). Charakterystyczne stany wody w profilu jazowym przedstawiają się następująco:

Niska woda + 40 m nad poz. zera wodowsk. w Amsterdamie.

Średnia woda + 41,46.

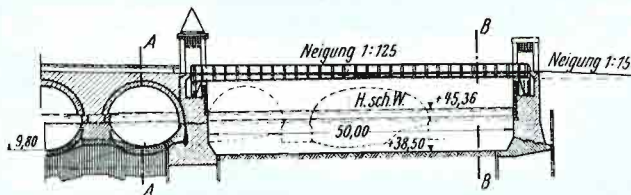


Rys. 8.

Najwyższy stan, przy którym jeszcze żegluga może się odbywać, wynosi za wyjątkiem odcinka miejskiego — +44,46, w miesiące zaś +46,30.

Poziom w. wody przed kanalizacją +46,05, po kanalizacji +46,15 m.

Objętość przepływu może spaść w suchym okresie do 15 m³/sek, zaś przy najwyższej wielkiej wodzie wzrasta do 3000 m³/sek. Prędkość, z jaką podnosi się stan wody jest znaczna i dochodzi do 40 cm/godzinę. Okończoność ta wymagała stosowania zamknięć jazowych o konstrukcji umożliwiającej szybkie otwarcie przęseł.



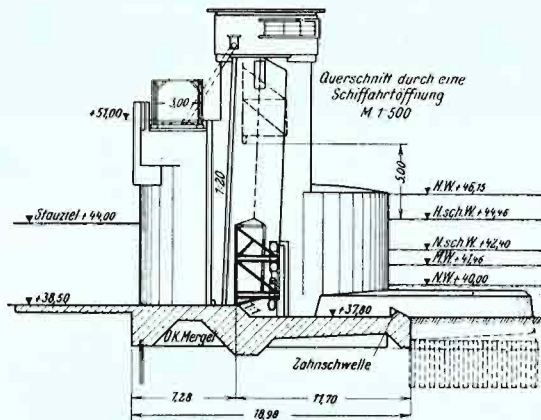
Rys. 5.

Przez rozebranie dwu przęseł i przebudowanie prawego przyczółka otrzymano 50 m światła, przykryte stalową konstrukcją mostową, która wobec zbyt małej wysokości nad najwyższym żeglownym poziomem wody,



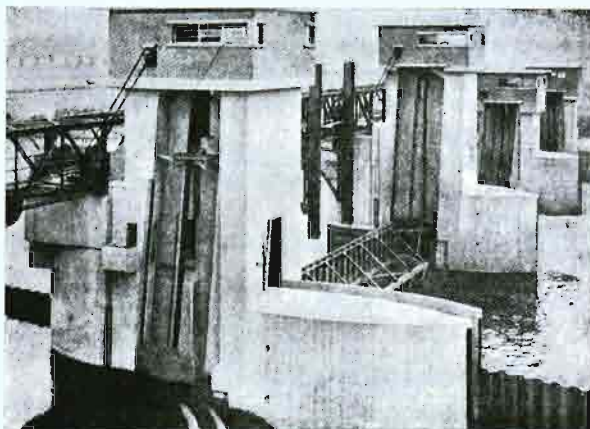
Rys. 6.

Trasa kanału Juliany bierze początek tuż powyżej jazu i biegnie wysokim prawym brzegiem rzeki; celem więc uniknięcia głębokich przekopów, pożądanym był możliwie jaknajwyższy poziom piętrzenia na jazie, z drugiej strony jednak wysokość ta ograniczona jest zasięgiem cofki, która nie może przekraczać odległej zeledwie o 8 km granicy belgijskiej, warunek ten, jak również względy rolnicze zadecydowały o przyjęciu poziomu +44.00 jako najlepiej odpowiadającego postawionym założeniom. Typ jazu określono po bardzo szczegółowym rozpatrzeniu możliwych rozwiązań. Ostatecznie przyjęto zasuwę Stoney'a zamykające 3 światła 23 m. i jedno



Rys. 9.

30 m, to ostatnie służy dla ruchu statków przy otwartym jazie. Mała ilość przesł jazowych o dużych światłach umożliwia szybkie otwarcie jazu. Przesła 23 metrowe zamykane są zasuwami zaopatrzonymi w klapy ruchome, które po otworzeniu dają możliwość przepuszczenia przez jaz wody w ilości 230 m³/sek; dopiero przy większym przepływie zachodzi konieczność podnoszenia zasuw,



Rys. 10.

przy czym przelewające się jeszcze strugi spadają na warstwę dolnej wody, co stwarza korzystne warunki dla zniszczenia energii poniżej jazu.

Konstrukcja zamknięć jest szczelną, okoliczność ważna ze względu na niewielką ilość wody w okresie dłuższej posuchy.

Zasuwę podnoszone są na obu końcach zapomocą łańcuchów Galla, napędzanych równomiernie za pośrednictwem osi przechodzącej przez całą długość przesła. Energii potrzebnej dostarczają motory elektryczne,

przy czym wszystkie przesła mogą być jednocześnie otwierane.

Czas potrzebny do podniesienia zasuw z dolnego położenia do poziomu W. W. wynosi 1 godz. Na wypadek uszkodzenia motorów elektrycznych, lub przerwy w dopływie prądu przewidziany jest zapasowy motor benzynowy; przesuwanie go po moście służbowym można kolejno podnosić zasuwę. Zasuwę opierają się na prowadnicach za pośrednictwem zestawów kół tocznych; zasuwę w przeszle 30 m posiada na każdym końcu po 2 wózki dwukołowe, zasuwę 23 m zaopatrzona jest odpowiednio, w jeden wózek dwukołowy i jedno kółko pojedyncze. Podnoszenie zasuw odbywa się wyłącznie przy kłapach opuszczonych. Prowadnice kół tocznych, nachylone są do poziomu w stosunku 1:20 w przeszle 30 m i 1:12 w pozostałych.

Powstająca dzięki temu składowa parcia wody równoważy w przybliżeniu tarcie potoczyste zestawów, ułatwiając otwieranie zasuw.

Waga zasuw w przeszle 30 m wynosi 94 t, zaś w przeszle 23 m — 54 t. Przy zasuwach 23 m liczono się poza tym z obciążeniem 40 t przelewającej się przez klapy wody.

Konstrukcja zamknięć zapasowych składa się z odrzwi zawiasowo przymocowanych do mostu. W razie potrzeby opuszcza się odrzwia, i zakłada między nie ścianki z szandorów o długości 6 m (rys. 8). Wymiary i kształt podłoża określono na podstawie badań laboratoryjnych nad modelem, przeprowadzonych przez prof. Rehbocka w Zakładzie doświadczalnym Wyższej Szkoły Technicznej w Karlsruhe. Uzyskane tą drogą dane pozwoliły na znaczne zmniejszenie długości podłoża obliczonej z wzorów empirycznych.

Lewe przesło jazu wykonane przed otrzymaniem rezultatów badań laboratoryjnych posiada podłoże o długości 20,2 m, określonej z wzorów empirycznych. W pozostałych przesłach skrócono podłoże do długości 11,7 m. Górną powierzchnię podłoża chroni przed niszcącym działaniem wody 1 cm grubości warstwa stalobetonu.

Zestawienie kosztów wykonanych ostatnio w Holandii dróg wodnych przedstawia się następująco:

Kanał Juliany wraz z kanalizacją	mio. guld.
Mozy w obrębie Maastricht	
i kanałem św. Piotra	31,5
Kanał łączący w Borsche Veld	2,5
Budowa mostu Wilhelminy i przebudowa	
mostu Servatius Brücke	4,0
	razem 38,0
Kanalizacja Mozy poniżej Maastricht	25,0
Kanał Moza — Vaal	13,0
Kanał Wessem — Noderwert	8,0
	razem 46,0

Całkowity koszt nowych dróg wodnych Holandii 84,0 „Zentralblatt der Bauverwaltung” Nr. 8 r. 1937.

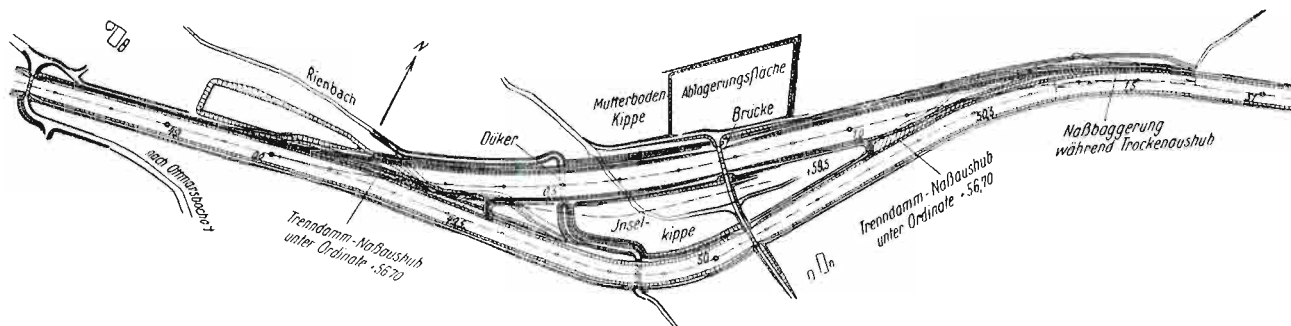
Inż. Stefan Makowski.

Roboty ziemne w kurzwadze przy przebudowie kanału żeglugi Dortmund — Ems pod Senden.

Od kilku lat już jest w toku przebudowa kanału żeglugi Dortmund — Ems dla statków o ładowności 1500 t (zobacz str. 83 „Gospodarki Wodnej” z 1935 r.).

W kilku miejscach uznano za stosowne zarzucić całkowicie stare koryto kanału i zastąpić je nowym; na ta-

kie rozwiązanie zdecydowano się w tych wypadkach, gdy stara trasa miała zbyt ostre łuki, lub gdy przebudowa istniejących obiektów kanałowych na nowe wymiary stanowiłaby zadanie zbyt trudne i kosztowne. Na jednym z takich odcinków, a mianowicie w pobliżu miejscowości Senden, roboty ziemne dla wykonania nowego koryta (rys. 1) napotkały na znaczne trudności.



Rys. 1.

Pracę na wymienionym wyżej odcinku rozpoczęto od budowy mostu drogowego nad kanałem, syfonu dla przeprowadzenia potoku Riehbach pod kanałem i przełożenia koryta tego potoku; teren powyżej syfonu (km 0,2—0,5) został przy tym tak dobrze odwodniony, że wykop kanałowy można było wykonać bez żadnych przeszkód. Właściwe trudności wystąpiły dopiero na odcinkach między syfonem a mostem i poniżej mostu.

Na tych ostatnich odcinkach wiercenia geologiczne wykazały następujący układ warstw:

- 0,5 od powierzchni terenu próchnica,
- 1—1,5 m piasek zwyczajny,
- 6—9 m. kurzawka,
- niziej margiel.

Kurzawka (nazwana przez autorów po niemiecku „Senkel”) składała się z bardzo miękiego piasku (83% ziarn o średnicy od 0,01 do 0,1 mm) z domieszką również miękiego ilu. Warstwa ta okazała się zupełnie przesycona wodą (20 — 25% zawartości wody), przy czym przychepność wody była tak znaczna, że odwodnienie postępowało w bardzo wolnym tempie; ta właśnie okoliczność spowodowała największe trudności w czasie robót.

Wykop kanałowy sięgał przeciętnie 4,4 m pod powierzchnię terenu, wchodząc znaczną swą częścią w opisaną wyżej kurzawkę. Roboty poniżej syfonu rozpoczęto od wykopania za pomocą bagra chwytającego 2 rowów o szerokości 4—5 m i głębokości 1,5—2 m wzdłuż przyszłych skarp wykopu. Materiał, uzyskany przy tej robocie zużyto do sypania ścieżek holowniczych. Równocześnie wykonano górny lewostronny rów równoległy, który w przyszłości miał służyć do ujawniania wód powierzchniowych, a na razie miał współdziałać z opisanymi wyżej rowami w odwodnieniu placu budowy. (Przy wierceniach geologicznych poziom wód gruntowych znaleziono na głębokościach 0,75—1,50 m pod powierzchnią terenu).

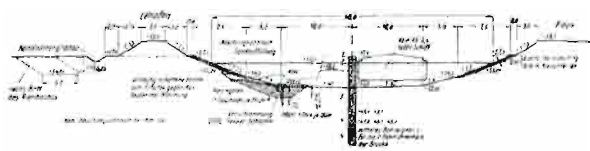
Przy wykonywaniu rowu równoległego wystąpiły już pierwsze trudności: kurzawka, w którą rów ten wchodził, w kilku miejscach rozplynęła się całkowicie, niszcząc skarpy i zalewając dno rowu namuleniem. W najbardziej uszkodzonych miejscach namul wybrano całkowicie, wypełniając pozostałe po nim przestrzenie grubszym piaskiem uzyskanym z górnych warstw wykopu. Skarpy zabezpieczono obitką z faszyn, która przeszkodzi-

ła wypłukiwaniu cząstek ziemi przez odpływającą wodę gruntową. Tam, gdzie wypływ wody był szczególnie silny, założono dreny.

Dalsze roboty ziemne należało wykonać w przeważnej mierze przy użyciu robocizny ręcznej z powodu konieczności zatrudnienia bezrobotnych. Dla obniżenia zwierciadła wody założono w km 1,1 pompę, której kosi-

umieszczono w głębokim dole zabezpieczonym faszynami i deskami; teren pod przyszłym wykopem pocięto poprzecznymi rowami odwadniającymi, między którymi prowadzono wykop warstwami w miarę postępu osuszenia. Materiał ziemny wydobyty z wykopu odwożono wagonikami o pojemności 2 względnie 4 m³ na odkłady. W tym trybie pracowano do poziomu 55,50 m nad N.N. (rys. 2).

Poniżej tego poziomu spodziewano się już z góry znacznych trudności. Na odcinku próbnym o długości 200 m, przedsiębiorstwo, prowadzące roboty zamierzało pogłębić przy pomocy bagrów wspomniane na początku rowy przy skarpach do ostatecznych rozmiarów; tym zabiegami spodziewano się odwodnić pozostały między rowami trzon ziemi, a następnie wykopać go na sucho sposobem ręcznym. Sposób ten zawiódł całkowicie; przy prędkim pogłębianiu rowów odwodnienie skarp postępowało bardzo powoli, a wstrząsy spowodowane przez bagry tak naruszyły spójność warstw kurzawki, że skarpa się rozplynęła w wielu miejscach, a w dnie powstały wyboje do 2 m głębokości (rys. 2).



Rys. 2.

Po tych smutnych doświadczeniach zastosowano na dalszych odcinkach następujący tok pracy: w rowach, wyżej opisanych, wybrano za pomocą bagrów wąskie wykopy do rzędnej 54,25 m nad N.N., przy czym rozmieszczono je możliwie blisko środka kanału, aby ewentualne rozmycia nie dosięgnęły właściwych skarp; rowki tak wykonane następnie wykończono bardzo starannie w trybie pracy ręcznej i zabezpieczono faszyną, a podczas dalszych prac osobna drużyna robotnicza utrzymywała w nich swobodny odpływ. Przy działaniu odwadniającym tych rowów wykonano wykop ręczny do poziomu 54,50 m nad N.N. bez żadnych trudności; kurzawka po należyтым odwodnieniu utrzymywała nadany jej kształt bez żadnych zmian.

Dla dokonania reszty wykopu (do poziomu 53,00 m nad N.N.) wykopano nowy głęboki rów odwadniający

w środku przyszłego kanału, po czym resztę ziemi wybrano na sucho przy pomocy bagrowania.

Dolne partie skarp były narażone na tworzenie się źródeł wody zaskórnej, a w następstwie na rozmywanie; dla zabezpieczenia założono w skarpach zygzakowate sączki kamienne, a przy stopie skarpy założono wálki faszynowe w rowku, wypełnionym częściowo żwirem. Namul wybrano podobnie jak w rowie równoległym, a puste miejsca zasypano żwirem i piaskiem. Te środki zaradcze okazały się bardzo celowe.

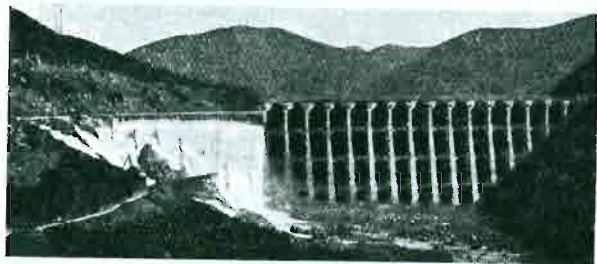
(„Die Bautechnik” r. 1937 Nr. 2).

Inż. Otton Faust.

Zapory, zbiorniki

Wzmocnienie zapory dolinowej Hodges Dam w Kalifornii.

W miejscowości San Diego w Kalifornii, na rzece San Dieguito, w odległości około 19 km od ujścia do oceanu Spokojnego, zbudowano w 1917-1918 roku, podług projektu Johna S. Eastwood'a, zapórę dolinową. Korona zapory ma długość 187 m, wysokość zapory ponad dno rzeki wynosi 39.50 m. Przewal długości 104 m i wysokości 35 m ponad dno rzeki obliczony był na przepływ ca 1900 m³/sek.



Rys. 1. Zapora Hodges Dam.

Konstrukcja zapory była bardzo lekką, składała się ona z wysmukłych niezbrojonych filarów betonowych, grubości 1.22 m u spodu i 0.46 m u góry zapory oraz sklepień rozpiętych pomiędzy filarami. Filary oddalone są od siebie o 7.30 m, licząc od osi do osi. Sklepienia wykonane z betonu zbrojonego, lecz również jak i filary bardzo cienkie, grubość ich przy dnie zapory wynosi 0.76 m, przy koronie zaś tylko 0.30 m. Od strony dolnej wody na pewnej wysokości umieszczono chodnik-balkon przechodzący przez wszystkie filary odpowiednio pozostawionymi otworami (rys. 2).

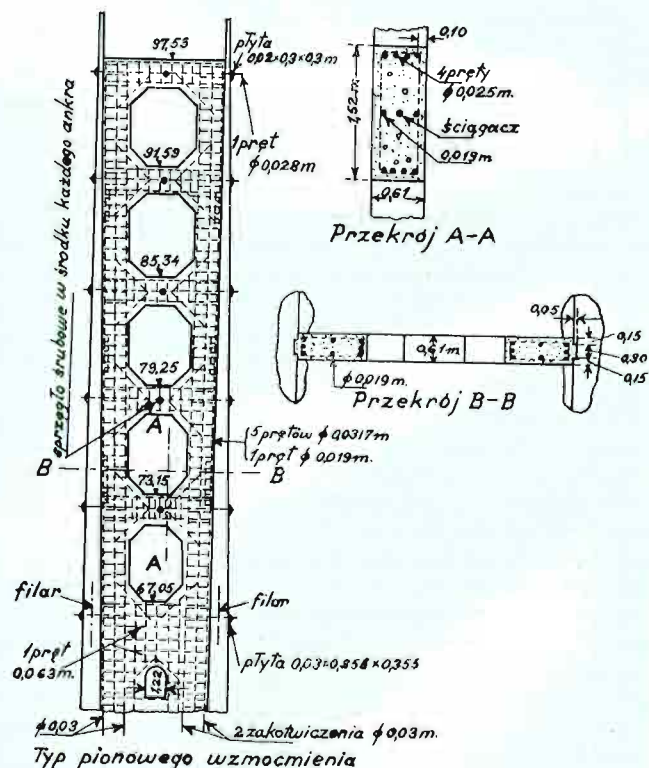
Przy budowie zapory stosowano wyjątkowo staranną robotę betonu, stosunek betonu był 1:2:4. Beton ubijano metodą zwykłą (wibratory nie były jeszcze znane) na wilgotno. Przed ostatecznym wykończeniem budowy nastąpiła powódź i woda przelala się przez niewykończoną część zapory nie wyrządziwszy jej żadnej szkody. Jednakże wkrótce po ukończeniu budowy powstały w każdym filarze pęknięcia przebiegające ukośnie od przedniej powierzchni filarów (i prostopadle do niej) do pachy sklepienia otworu chodnikowego i dalej od przeciwnego rogu spadu otworu w dół filara (rys. 2 i 4). Pęknięcia te (6.3 do 9.5 mm) nie powstały jednak skutkiem osłabienia filarów przez otwór, ponieważ w ostatnich (przyczółkowych) filarach otworów niema, a pęknięcia są; nie są one również wynikiem parcia wody na zapórę, gdyż szerokość pęknięć zmienia się ze zmianą temperatury, nie zmienia się jednak przy zmianie na-

pełnienia zbiornika. Wywnioskowano więc, że pęknięcia spowodowane były przez zmianę objętości mas betonu przy procesie trwardnienia.



Rys. 2.

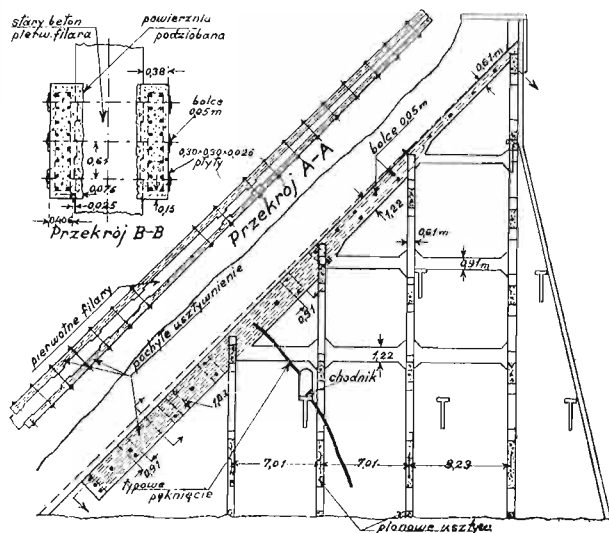
Stan opisanej zapory oddawna budził obawy inżynierów, jednak dopiero katastrofa Zapory St. Francis (1928 r.) oraz trzęsienie ziemi w Long Beach (1933 r.) uczyniła sprawę palącą ze względu na niebezpieczeństwo



Rys. 3. Szczegóły wzmocnień pionowych.

dla niżej położonych bogatych, ludnych i kosztownie urządzonych terenów, zwłaszcza że dolina San Diego narażona jest wogóle na trzęsienia ziemi. Dzięki współpracy miejskiej inżynierii oraz stanowej, której w międzyczasie przydzielono nadzór nad statecznością budowli pod względem trzęsień ziemi, opracowano ostatecznie

projekt wznoczenia zapory. Projekt ten w skrócie można opisać jako silne związanie poprzeczne smukłych i wysokich filarów, do tej pory niezwiązanych, a więc zbyt mało odpornych na boczne wstrząsy przy trzęsieniach ziemi. Usztywnienie to i stateczność osiągnięto



Rys. 4. Pionowe i pochyłe usztywnienia.

przez ujęcie każdego filara z obu stron przez pionowe kratownice żelbetowe co drugie przeszło i przez pochyłe wzmocnienie również żelbetowe każdego filara obustronnie, lecz tylko od strony sklepień. Podane rysunki wyjaśniają główne szczegóły wzmocnienia. Robotę rozpoczęto 27 marca 1936 roku.

(Engineering News-Record z dn. 5.XI.36 r.)

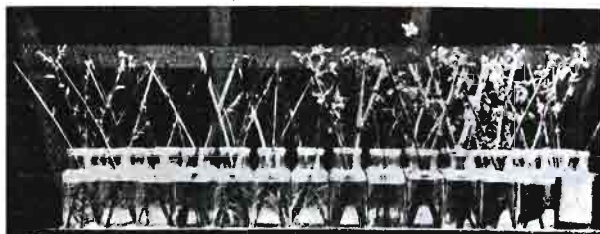
Inż. P. Wroński.

Regulacja rzek

Żywe zabudowania potoków i rzek.

W Nr. 1-2 r. 1937 czasopisma „Wasserwirtschaft und Technik” pojawił się artykuł dotyczący ciekawych doświadczeń z lat ostatnich z zakresu stosowania żywych roślin do zabudowy potoków i dolin górskich oraz regulacji rzek.

Po wojnie światowej w okrojonej Austrii zdobywanie nowych terenów dla osadnictwa i rolnictwa stało się zagadnieniem bardzo ważnym. Zwrócono w pierwszym rzędzie uwagę na górskie doliny, dotychczas wogóle nie uprawiane, lub takie, gdzie warunki uprawy są bardzo



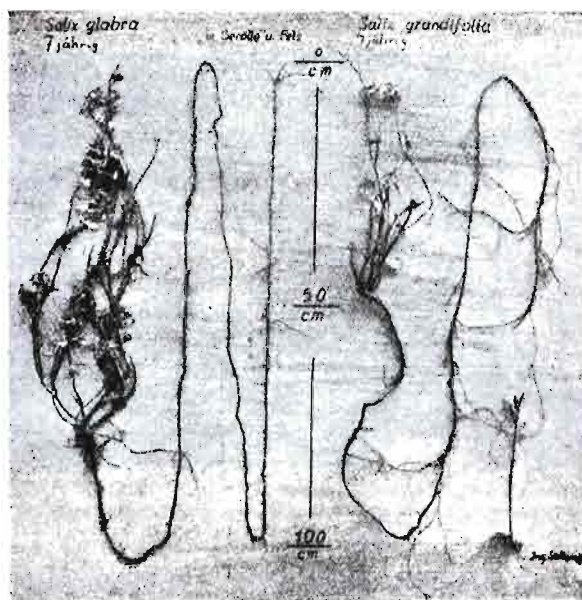
Rys. 2.

ciężkie ze względu na ruch rumowiska, nieurodzajną glebę itp. Polepszenie warunków dla rolnictwa czy też stworzenie ich w ogóle wymaga robót ochronnych na tych terenach. Roboty te są konieczne również dla ochrony niżej położonych osiedli, obszarów rolnych, dróg komunikacyjnych i wreszcie wykonanych już kosztownych

regulacji rzek od szkodliwego działania, wywieranego przez rumowisko, unoszone z gór w czasie wezbrań.

W tym celu wykonywano już i dawniej zalesienia i zabudowania potoków górskich. Ponieważ niektóre z dawnych robót nie udały się, a poza tym metody, stosowane wówczas (zasiew lasów lub sadzenie drzewek szkółkowych), były bardzo kosztowne, przeto zainteresowane czynniki zapoczątkowały badania naukowe, mające na celu stwierdzenie zdolności aklimatyzowania się poszczególnych gatunków roślin w różnych warunkach terenowych, przy czym wzięto pod uwagę te gatunki, które posiadają zdolność rozmnażania się z s a d z o n e k, to znaczy gałązek, odcinanych z normalnych osobników. Należą tu liczne gatunki wierzby (wikliny) i olchy.

Dla oszczędzenia czasu i kosztów zastosowano — obok obserwacji nad życiem roślin rodzimych w danych terenach (odkopywanie korzeni, patrz. rys 1) — także badania laboratoryjne, polegające na tym, że w szklanych słojach umieszcza się w wodzie z domieszką gleby z miejsca, gdzie ma być wykonana zabudowa, sadzonki roślin i przez okres kilkumiesięczny (do 120 dni), obserwuje się ich rozwój; z szybkości i intensywności wypuszczenia korzeni i pędów wnioskuje się o zdolności poszczególnych gatunków (rys. 2).



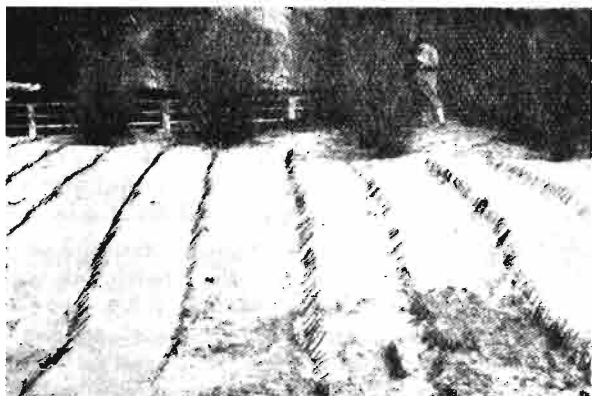
Rys. 1.

Wyniki badań zostają skatalogowane według opracowanego w tym celu szematu klasyfikacyjnego, co umożliwia ich wielokrotne wykorzystanie.

Przy wysadzaniu należy zachowywać pewne środki ostrożności. Przede wszystkim autor zaznacza, że cięcia sadzonek można dokonywać tylko z roślin z u p e ł n i e zdrowych i w czasie zastoju w wegetacji. Wysadzanie winno się odbywać na wiosnę, w czasie tania śniegu lub przed nastąpieniem pory deszczowej. Poziom wody gruntowej musi leżeć co najmniej 50 cm poniżej powierzchni terenu, a w miejscowościach o dużych i częstych opadach może nawet znajdować się bardzo głęboko. Krótkotrwałe wezbrania, połączone z zalaniem plantacji nie są szkodliwe. Poszczególne sadzonki winny wchodzić w grunt co najwyżej na 20 cm głęboko. Kora sadzonek nie może być uszkodzona, dlatego najlepiej jest przebijać w gruncie otwory żelaznym kółkiem. W tere-

nach całkowicie kamienistych dobrze jest — w miarę możliwości — dodać choć trochę urodzajnej ziemi.

Sadzonki odpowiednio dobrane zakorzeniają i rozwijają się bardzo prędko, wiążąc silnie warstwę gruntu w której rosną i przeciwstawiając się erozji. Dalsza kul-



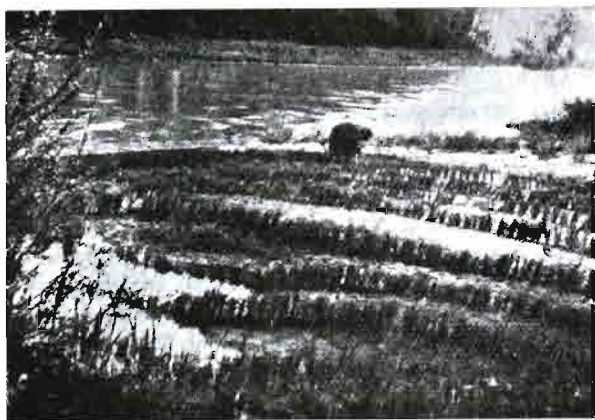
Rys. 3. Grzebieniowe zabudowania przestrzeni między ostrogami.

tura zależy od celów, które zamierzamy osiągnąć; jeśli chodzi np. o zatrzymanie rumowiska, to pozostawia się



Rys. 4. Grzebieniowe zabudowania przestrzeni między ostrogami.

roślinność samą sobie, jeżeli natomiast nie można zbytnio piętrzyć wielkiej wody, to pędy nadziemne ścina się co roku.



Rys. 5. Szczotkowe zabudowania przestrzeni między ostrogami.

Po kilkoletnim istnieniu plantacji, teren zazwyczaj jest już tak ustalony i użyźniony, że można go poddać wyższej kulturze: zalesieniu wysokopiennej lub uprawie roli.



Rys. 6. Brzegosłon faszynowy w chwili zakładania.

W praktyce austriackiej stosuje się obecnie żywą zabudowę

a) w górskich częściach dorzeczy, celem zatrzymania rumowiska,



Rys. 7. Brzegosłon faszynowy w 4 miesiące po założeniu.

b) w średnich biegach rzek do budowli regulacyjnych zamiast kamienia lub w połączeniu z nim,



Rys. 8. Brzegosłon faszynowy w 4 miesiące po założeniu.

c) dla przywrócenia równowagi stoków, naruszonej w związku z robotami ziemnymi przy budowie dróg, kolei i osiedli.

Do grupy a) należą żywe zapory w wyrwach lub w dolinach górskich potoków i obsadzanie moren lub urwisk skalnych.

W grupie b) spotykamy brzegosłony powyżej zwierciadła średniej wody, żywe korony tam kamiennych, plantacje w grzebieniu (rzędy rzadkie) lub w szczotki (rzędy gęste) w odciętych starych korytach, między ostrogami lub poprzeczkami, ułatwiające zamulenie, dalej pionowe żywopłoty, stosowane zamiast wałów po-



Rys. 9. Pionowy żywopłot dla koncentracji wielkiej wody.

wodziowycm tam, gdzie nie zależy na całkowitym zabezpieczeniu przed zalewem, a tylko na zniszczeniu energii wody płynącej, wreszcie plantacje na odsypiskach, mające na celu ich kolmatację i utrwalenie.

Zabudowania tej grupy mają poza właściwymi celami jeszcze i znaczenie gospodarcze, gdyż pozwalają — bez zajmowania pól uprawnych — na ograniczenie kosztownego importu wikliny do celów koszykarstwa.

W grupie c) stosowane są płotki lub wyściełki z wikliny na skarpach wykopów i na usuwiskach w pobliżu dróg i osiedli.

Artykuł zawiera liczne fotografie żywych zabudowań w różnych fazach ich rozwoju. Niektóre z nich podajemy tu w reprodukcji.

Inż. Otton Faust.

Fundamentowanie

O doświadczeniach nad elektrochemicznym wzmocnieniem fundamentów palowych w pokładach ilastych donosi dr. Leo Casagrande w Nr. 1 „Die Bautechnik” z 1937 roku. Pale użyte do doświadczeń obito blachą aluminiową, po czym wbito je w podłoże za pomocą kłosa parowego o ciężarze 1600 kg. Przed włączeniem prądu zmierzono nośność pali za pomocą obciążenia próbnego, uzyskując wyniki w granicach 6—8 t. Następnie przepuszczano przez zespoły palowe prąd o napięciu około 220 V i natężeniu 40—60 Amp.

Po zużyciu pierwszych 500 kWh nośność pali wzrosła do 16 t, a po dalszych 500 kWh nośność pala anody zmalała do 10 t, a katody wzrosła do 17,5 t. Pale pośrednie uzyskały przy różnych dawkach energii elektrycznej nośność od 22 do 37,5 t.

Zwiększenie nośności pale zawdzięczają procesom elektrolitycznym, dzięki którym grunt rodzimy na znacznej grubości wokół pojedynczych pali zmienił całkowicie strukturę, łącząc się w monolit z blachą, osłaniającą pale. Zmiany te stwierdzono przez odkopanie pali. Podołne doświadczenia — jednak w skali laboratoryjnej — wykonywano już dawniej w odniesieniu do wzmocnie-

nia gruntu pod dowolne fundamenty, przy czym jako elektrody służyły płaskie blachy aluminiowe zakopane do ziemi.

W dziale „Z literatury technicznej” Redakcja dotychczas umieszczała sprawozdania z publikacji dotyczących zagadnień najbardziej aktualnych oraz zagadnień obrazujących postęp techniki u nas i zagranicą.

Szersze omawianie tych publikacji nie pozwalało (z braku miejsca) na całkowite wyczerpanie wszystkich ciekawszych materiałów, pojawiających się w czasopismach technicznych.

W celu stalego informowania jakie artykuły (prócz streszczonych w „Gospodarce Wodnej”) pojawiają się na łamach pism fachowych tak krajowych jak i zagranicznych, jak również w celu ułatwienia czytelnikom wyszukiwania odpowiednich materiałów — Redakcja będzie zamieszczała, poczynając od Nr 3 b. r., wykazy niewykorzystanych ciekawszych publikacji.

Wykazy te obejmą stopniowo materiały, które ukazały się w druku począwszy od 1. I. b. r.

Drogi wodne, żegluga.

1. *Problem „Wielkiego Dniepru”.* P. Mściślawski w Nr 1 i 2 czasop. „W. T.” z 1937 podaje do wiadomości zarysy projektu wyzyskania gospodarczego rz. Dniepru na całej jego długości. Na górnym Dnieprze i jego dopływach ma powstać 10—16 zbiorników retencyjnych o ogólnej pojemności od 12,8 do 20,6 miliardów m³ co zapewni głębokość żeglowną na odcinku Kijów—Smoleńsk 1,7—2,0 m i da od 0,3 do 1,0 miliardów kWh dodatkowej energii w Dnieprostroju.

Dniepr od Kijowa do Chersonia ma być skanalizowany za pomocą 6 zapór, na których będzie wyzyskiwana energia wodna. Wysokość zapór będzie tak wielka, że ulegnie zatopieniu cała dolina Dniepru na tym odcinku i uzyska się minimum głębokości żeglownej 3,5—5 m.

Poza tym Dniepr będzie wówczas łatwo połączyć kanałami z Wołgą, Donem i siecią wodną Leningradzką.

2. *Kanalizacja Nekar.* A. Schäfer omawia w Nr 1 czasopisma „B” z 1937 roku nowoczesne zasady kanalizacji rzek, opierając się na doświadczeniach, zdobytych przy kanalizacji Nekar. Autor porusza zagadnienia, związane z regulowaniem poziomu wód gruntowych w terenach, przylegających do skanalizowanej rzeki, przekopy, kanały boczne, budowle dla ochrony brzegów przed działaniem fal, zasady sytuowania budowli piętrzących, typy śluz i jazów oraz ich koszt, sprawę wyzyskania sił wodnych na poszczególnych stopniach kanalizacyjnych, roboty betonowe, konserwacje obiektów, a w końcu obliczenia hydrologiczne.

3. *Budowę syfonu* dla przeprowadzenia Kanału Allet pod Kanałem Śródlądowym opisuje w Nr 1 „B” z r. 1937 H. Steffenhagen. Syfon ten składa się z 3 rur żelbetowych, spoczywających na wspólnej płycie żelbetowej między żelaznymi ściankami szczelnymi. Autor opisuje szczegółowo założenia podstawowe oraz konstrukcję syfonu.

Zapory, zbiorniki i wyzyskanie sił wodnych.

4. *Sprawozdanie z 2 Międzynarodowego Kongresu Wielkich Zapór*, odbytego w 1936 r. w Washingtonie, ogłosił jeden z austriackich delegatów na Kongres, inż. Feliks Kühnelt, w Nr 1—4 czasopisma „W. u. T.” z 1936 roku. Autor omawia programy Kongresu, referaty, spośród których znaczna ilość dotyczy zastosowania cementów specjalnych i składu betonu, oraz dyskusję. Między innymi znajdujemy w sprawozdaniu wzmiankę o polskim referacie inż. E. Cze-

twertyńskiego o laboratoryjnych badaniach betonu dla zapory w Rożnowie.

5. O projekcie pierwszej zapory w Bułgarii pisze w Nr 1 „D. W.” z 1937 roku Dr inż. E. Link. Zapora ta, która stanie na potoku Bieły Iskier w miejscu, gdzie powierzchnia dorzecza wynosi 40 km², ma służyć jednocześnie zaopatrywaniu w wodę miasta Solii i wytwarzaniu energii. Zapora, projektowana jako mur pełny, betonowy, ma 525 m długości, 50 m wysokości i wytwarza zbiornik o pojemności 15,300,000 m³. Roboty rozpoczęto w roku 1936. Budowę podjęły za przetargu przedsiębiorstwa krajowe.

6. W Nr 2. miesięcznika „D. W.”, dr inż. H. Grengg rozpatruje projekty wyzyskania sił wodnych rzeki Enns w Austrii ze stanowiska celowości i opłacalności gospodarczej jak również i możliwości technicznych. Autor przewiduje kilka etapów rozbudowy w miarę rozwoju spożycia energii. Cały projekt obejmuje 5 dużych zakładów o spadach od 33 do 375 m i produkcji rocznej 1,708,000,000 kWh. Energia byłaby dostarczana liniami wysokiego napięcia do Wiednia, dla dalszej elektryfikacji kolei austriackich, a częściowo także na eksport.

7. O gospodarczej wartości wielkich zakładów wodno-elektrycznych i o kosztach produkcji energii pisze dr inż. H. Dreyer w Nr 1. miesięcznika „D. W.” z 1937 r.

Hydrologia.

8. Znany niemiecki hydrolog prof. dr W. Koehne występuje w Nr 2. miesięcznika „D. W.” z 1937 roku w obronie potrzeby studiów hydrologicznych na dłuższą metę, a w szczególności w obronie badań wód gruntowych.

Przy tej sposobności rozprawia się w sposób stanowczy z lekkomyślnymi opiniami o szkodliwości robót wodnych, które pojawiają się masowo po każdej znaczniejszej katastrofie żywiołowej (powodzi lub posuszy).

9. O przepływie wody gruntowej przez groble ziemne posiadające drenaż. Dr Nelson-Skorniakow w Nr 2. czasop. „G. S.” r. 1937, rozwiązuje matematycznie to zagadnienie. Zastosowana przez niego metoda obliczenia zasługuje na uwagę z tego względu, że badania na modelach wykazały wielką zgodność przebiegu rzeczywistych i obliczonych krzywych depresyjnych.

Ustawodawstwo wodne.

10. W Nr 1. miesięcznika „D. W.” z 1937 r. prawnik dr A. Herzfeld zamieścił artykuł dyskusyjny na temat postanowień o opłatach za użytkowanie wody w przyszłym ogólnoniemieckim prawie wodnym. W dążeniu do ujednostajnienia i urealnienia obciążeń zakładów wodnych, autor odradza wprowadzanie oddzielnych opłat za użytkowanie wody, zaleca natomiast odpowiednie skonstruowanie stawek podatków państwowych dla zakładów wodnych.

Maszyny do robót ziemnych.

11. W Nr 2. „D. W.” z 1937 r. znajdujemy krótki opis kilku nowoczesnych maszyn do robót ziemnych, a mianowicie kopaczki do płytkich wykopów, ciągnięcej przez traktor na gąsienicach, o kuble wleczonym pojemności około 4 m³, taśmowe transportery do sypania wałów, różne maszyny do ubijania nasypów, jak ubijaki wybuchowe, bagry przekształcalne, w których łyżkę można wymienić na płaski ubijak, dalej ubijaki gąsienicowe obrotowo-udarowe, lub wstrząsające, a wreszcie kafary Diesla do wbijania pali, pracujące na małym skoku, a więc przydatne do robót na terenach zabudowanych.

O z n a c z e n i a :

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

„W. u. T.” — „Wasserwirtschaft und Technik”.

„B.” — „Die Bautechnik”.

„W. T.” — „Wodnyj Transport”.

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

Przegląd czasopism polskich

Kongres Międzynarodowego Związku Badania Materiałów w Londynie.

W dniach 19 — 24 kwietnia b. r. obradował w Londynie Kongres Międzynarodowego Związku Badania Materiałów, w którym żywy udział brała również delegacja z Polski.

Jak wynika z artykułów prof. W. Zenczykowskiego i inż. T. Konica zamieszczonych w Nr. 5 „Przeglądu Budowlanego” — akcja badań materiałów zagranicą posuwa się wciąż naprzód, przy dużym zainteresowaniu się tą sprawą czynników rządowych oraz sfer technicznych.

W Anglii akcja badań naukowych i przemysłowych jest skoordynowana przez specjalny samodzielny departament, podlegający wicepremierowi i posiadający bardzo rozległe uprawnienia. Na czele poszczególnych działów techniki stoją niezależni najwybitniejsi fachowcy z grona naukowego i świata techniki. Departamentowi temu podlegają państwowe instytucje badawcze i eksperymentalne. Prócz tego państwo przeznaczają duże dotacje na inne instytucje naukowe państwowe i prywatne, które wzamian za to są obowiązane uzgadniać swą pracę z planową akcją rządową. W wyniku otrzymuje się skoordynowanie działalności placówek badawczych oraz harmonijną i ścisłą współpracę między światem nauki i przemysłem.

Instytucje badawcze poza akcją z góry zadaną wykonywują również próby i studia na zlecenie urzędów i osób prywatnych, a odpowiedzi ich są zwykle bezpłatne lub za zwrotem rzeczywistych kosztów. O ważniejszych wynikach pisze się liczne komunikaty i publikacje, a swobodej uprzedmiotwiają je szerszemu ogółowi czytelników.

Podobne nastawienie panuje w Niemczech, U. S. A. i w wielu innych krajach, gdzie nie szczędzi się pieniędzy i trudu, widząc w postępie wiedzy, opartej na eksperymentacji wielkie korzyści nie tylko teoretyczne ale i czysto materialne.

Polska nie posiada podobnej organizacji prac badawczych — co ujemnie odbija się na całości kształcie naszej gospodarki państwowej.

Same obrady tegorocznego Kongresu w Londynie dały szereg ciekawych wyników. Ograniczymy się tutaj do podania najbardziej charakterystycznych sprawozdań z dziedziny budownictwa.

Z ciekawszych momentów należy tu wymienić przedstawioną przez A. Brund'a (Szwecja) metodę szybkiego sprawdzania wytrzymałości cementów i betonów za pomocą ogrzewania elektrycznego. Metoda ta pozwala skrócić dotychczasowy okres 28 dniowy badania wytrzymałości betonu. Przepuszczając przez próbkę prąd zmienny, ogrzewa się ją do temperatury ca 80°, przez co okres twardnienia jest znacznie krótszy.

Inne znowu zagadnienie porusza prof. Kühl (Niemcy). Dowodzi on, że dla uodpornienia betonu na działanie morskiej wody, ważniejszą jest jego ścisłość, niż wybór środków wiążących. Powiększenie ścisłości osią-

ga się przez dobór wielkości ziaren piasku, właściwy współczynnik wodo-cementowy, zwiększenie ilości cementu, wstrząsanie, dodanie puccolanów, użycie cementu niezbyt drobno zmielonego, potraktowanie betonu kwasem węglowym, który uszczelnia pory i zmienia kwas krzemowy w związek nierozpuszczalny, powleczenie powierzchni fluatami, asfaltem itp., pokrycie powierzchni oliwem pg. metody Schoop'a, ochronę powierzchni przed zużyciem mechanicznym itp. Zużycie betonu pod wpływem czynników chemicznych powstaje przez: wylugiwanie, hydrolizę lub tworzenie się kryształów. Pierwszemu ulega wolne wapno w cemencie, hydrolizie zaś bogate w wapno produkty uwodnienia. Dlatego też należy stosować cementy ubogie w wapno, jak cementy Ferrari z dodatkiem puccolany. Prócz tego dodaje się inne domieszki jak fosforyty, kwasy arsenowe itp. Badając taki beton sprawdzić trzeba jego wytrzymałość. Wymywalność sprawdzania w laboratorium nieodzownie ciadła stanu na budowie.

Prof. Graff (Niemcy) przedstawia wyniki badań nad betonem wstrząsanym. Twierdzi on, iż beton o mniejszej zawartości cementu ma większy przyrost wytrzymałości; dotąd używano aparaty dające 3 do 4 tysięcy wstrząsów na minutę, ubijając warstwy grubości 0.3 metr. Czas wstrząsania 1 m² wynosił ca 1 minuty, podwyższenie zaś tego okresu do 2 minut podwyższyło wytrzymałość na zginanie, dalsze podwyższenie okresu wstrząsania nie powiększyło już wytrzymałości. Wstrząsanie betonu o większej ilości wody obniża jego wytrzymałość. O tym samym mówił F. H. Jackson (U. S. A.), który uważał, że wstrząsanie powinno być wstrzymane, gdy na powierzchni betonu pokaże się nadmiar zaprawy.

Ciekawe są wnioski prof. R. Grüna (Niemcy), przy omawianiu zabezpieczenia rur betonowych przed czynnikami chemicznymi. Od zewnętrznych wpływów chroni się rurociąg betonowy przez odprowadzenie wód gruntowych (dreny) otoczenie rur gliną lub betonem, powleczenie preparatami ochronnymi, obłożenie papą asfaltową, utrzymanie go pod ciśnieniem, niepozwalającym na dostęp kwasów zewnętrznych oraz przez wykonanie rury z betonu ściśłego.

Jeśli chodzi o ochronę rur betonowych od wewnątrz, to rury odprowadzające ścieki domowe należy prowadzić z małym spadkiem, aby uniknąć zerwania się powłoki ochronnej, która samoczynnie utworzy się wewnątrz. Ścieki prowadzące ciała organiczne posiadają bardzo szkodliwy dla betonu siarkowodor. Należy więc albo zamknąć dostęp powietrza, albo udostępnić jak najintensywniejszą wentylację.

Ścieki zawierające kwasy solny i tłuszczowe należy zneutralizować, a dopiero po tym wprowadzić do rurociągu. Korzystne są tu niektóre środki patentowane do smarowania powłoki wewnętrznej rury. Przy obecności kwasów tłuszczowych powłokę należy dać ze sztucznej żywicy.

N. Davey (Anglia) ilustruje wykresami wpływ temperatury na wytrzymałość betonu i dowodzi o wielkiej przydatności cementu glinowego do robót w okresie mrozów.

T. Turner (Anglia) podaje, że złamane próbki betonowe związane opaską gumową i zanurzone w wodzie na przeciąg 1—6 miesięcy, zspalały się i wykazywały wytrzymałość równą poprzedniej (przed złamaniem). Eksperyment dał szczególnie dobre wyniki, gdy był przeprowadzony ze świeżo związanym betonem.

Ten sam referent pracował nad skręcaniem betonu i żelbetu. Badał on próbki betonu (1:2:4) o różnych ty-

pach zbrojeń lub niezbrojone o przekroju kwadratowym i prostokątnym i jako wynik podaje następujący wzór: $T = 1,35 K f D^3$, gdzie T — mom. skręcający, K — współczynnik, f — naprężenie rozciągające i D — długość boku kwadratu lub krótszego boku prostokąta.

Warto wspomnieć o referacie z grupy „Kamienie naturalne” N. Davey'a (Anglia), który badał wytrzymałość bloków muru. Użył on zapraw od 1:1 do 1:3; spoiwem był cement portlandzki, mieszaniny cementowo-wapienne oraz czyste wapno. Wytrzymałość cegiel 189 — 233 kg/cm². Wyniki osiągnął Davey następujące: 1) zaprawa bogatsza od 1:3 nie powiększyła wytrzymałości muru, 2) ilość wapna aż do 50—60% całkowitej objętości materiału wiążącego nie zmniejsza wytrzymałości muru na zaprawie 1:3, 3) przy zaprawach o wytrzymałości ponad 70 kg/cm² nastąpiło pewne nieznaczne zwiększenie wytrzymałości muru, 4) piasek o ziarnach mniej okrągłych powiększał znacznie wytrzymałość muru.

Prof. Nowak (Niemcy) omawiając metody impregnacji drzewa podaje m. in. sposób stosowany dla elementów już wybudowanych. Polega on na owijaniu miejsc szczególnie zagrożonych bandażami z płótna, nasyconymi środkiem ochronnym. Pod wpływem opadów wód wilgoci środek ten rozpuszcza się i przenika wgięb tkanek. Można też powlekać części drewniane patentowanym smarem, a następnie owijać opaską. Ma to dawać dobre rezultaty.

Przegląd Budowlany Nr. 5 r. 1937. *F. St. Or.*

Nowy profil stali do zbrojeń żelbetu.

Pojawił się nie dawno na rynku nowy gatunek stali do zbrojenia betonu pod nazwą stali grzebieniowej, która otwiera dla budowli żelbetowych nowe możliwości konstrukcyjne i ekonomiczne.

Postępy w wyrobieniu cementu portlandzkiego, jak również rozwój nauki o betonie i technologii tego materiału spowodowały, że potrafiły produkować beton o wytrzymałości przewyższającej o 50% beton z przed lat kilku-nastu.

Wykorzystanie tych wysokowartościowych betonów wymaga uzbrojenia również o wyższej wartości wytrzymałościowej niż zwykle żelazo. Pod tym względem stal grzebieniowa jest oczekiwanym posunięciem.

Stal ta posiada wysoką granicę plastyczności od której uzależniamy, zgodnie z normą, dopuszczalne naprężenie w armaturze żelbetu. Granica plastyczności wynosi tu 4500 kg/cm², podczas gdy zwykle żelazo handlowe ma 2000 kg/cm².

Trzymając się dotychczasowych granic bezpieczeństwa można dopuścić na rozciąganie stali grzebieniowej zamiast 1200 kg/cm², naprężenie proporcjonalnie większe, a mianowicie $1200 \cdot \frac{4500}{2000} = 2.700 \text{ kg/cm}^2$. Ograniczając to naprężenie do 2000 kg/cm² można znacznie podwyższyć bezpieczeństwo, oszczędzając jednocześnie 40% na przekroju uzbrojenia rozciąganego.

Jak wiemy podwyższenie naprężeń w żelazie pociąga za sobą konieczność zapewnienia wyższej przyczepności. Ten problem stal grzebieniowa rozwiązuje przez umieszczenie na powierzchni prętów grzebieni poprzecznych, wystających znacznie ponad powierzchnię pręta i stwarzających opór przeciwko przesuwananiu się armatury w betonie, przy czym opór ten przejawia się na całej jej długości, w każdym jej drobnym elemencie.

Badania laboratoryjne (Politechniki Warszawskiej) wykazały, że przyczepność stali grzebieniowej jest kilkakrotnie większa od przyczepności prętów gładkich i że

zabetonowanie tych prętów na długości równej 8-miu jego średnicom stwarza w normalnym betonie kompletne zakotwienie.

Oprócz korzyści wypływających z tak znacznej i ciężkiej przyczepności wynika dalsza korzyść ekonomiczna, a mianowicie odpada potrzeba zakończenia prętów hakami powszechnie stosowanymi. Wynika stąd przede wszystkim pokaźna oszczędność na robociznie.

Wiadomości gospodarcze i prawne

Ze Zjazdu Kierowników Oddziałów nurtowo-mechanicznych.

W dniach 2—6 czerwca r. b. odbył się, zwołany przez Ministerstwo Komunikacji, zjazd Kierowników oddziałów nurtowo-mechanicznych dla omówienia najpilniejszych potrzeb żeglugi. Sprawy te wobec niedługiego już wejścia w życie niektórych nowych rozporządzeń, a także konieczności znowelizowania w pewnych wypadkach dawnych przepisów, nabierają obecnie dużego znaczenia i są w pewnym związku z rozpoczętymi krokami w kierunku rozbudowy polskiej sieci dróg wodnych.

Jedną z najbardziej palących spraw żeglugi jest normalizacja taboru żeglugi śródlądowej. Dotyczy to w równiej mierze taboru państwowego, jak i prywatnego. W kierunku ujednostajnienia typów taboru państwowego Ministerstwo Komunikacji poczyniło już wstępne kroki, natomiast normalizacja taboru prywatnego jest akcją trudniejszą, wymagającą uzgodnienia opinii i dezyderatów czynników bezpośrednio zainteresowanych. Dla dalszych prac w tej dziedzinie projektowane jest zwołanie specjalnej komisji przy Ministerstwie, która nawiązałaby współpracę z odpowiednimi sferami.

Dalszą sprawą, w dużym stopniu wiążącą się z normalizacją taboru i rozpatrywaną na Zjeździe, była sprawa patentów statkowych. Należy tu przypomnieć, że w dniu 9 sierpnia r. b. upływa termin ulgowy dla kursowania statków żeglugi śródlądowej nie posiadających jeszcze patentów statkowych. Pomimo, że odpowiednie rozporządzenie Ministerstwa Komunikacji wydane było przed 3-ma laty, większość zgłoszeń właścicieli statków dla dokonania oględzin techniczno-sanitarnych nastąpiła dopiero w ostatnim czasie. Stwarza to znaczne trudności techniczne dla wojewódzkich komisji techniczno-sanitarnych, które przed wydaniem patentu muszą przeprowadzać szczegółowe badanie statku. W związku z tym będą prawdopodobnie wydawane tymczasowe zaświadczenia dla tych właścicieli statków, którzy dokonają zgłoszenia w przepisany terminie, a ze względów natury technicznej nie będą mogli otrzymać normalnego patentu.

Zdarza się dość często, że statki zakupywane za granicą i sprowadzane na polskie drogi wodne są w tak złym stanie, że nawet dokonany remont nie daje uprawnień do uzyskania patentu. W tych wypadkach nabywcy tak mało wartościowego taboru mogą ponieść duże straty, przeto na zjeździe rozważana była konieczność zapobieżenia tym objawom przez pouczenie zainteresowanych, aby przed dokonaniem zakupu upewnili się co do możliwości uzyskania patentu.

Tego rodzaju ograniczenie wprowadzania do kraju taboru mało wartościowego, może wpłynąć na rozwój krajowych stoczní, wzrost zatrudnienia bezrobotnych i uniezależnienie się od obcych warsztatów w tym dziale przemysłu, zaś żeglarzom przyniesie niewątpliwie korzyści przez zaopatrywanie się w tabor ekonomiczny i dostosowany do potrzeb lokalnych.

Duża przyczepność stali grzebieniowej pozwala również na dalsze uproszczenie i potaniecie konstrukcji belek. Można bowiem obejść się bez gięcia prętów zasadniczych. Zamiast ukośnych zagięć mamy możliwość zastosowania jedynie strzemion przeciw ukośnym rozciąganiom. (Strzemiona zaś z tytułu wykonywania ich ze zwykłego drutu i masowej produkcji — nie są drogie).

„Przegląd Budowlany” Nr. 4 1937 r.

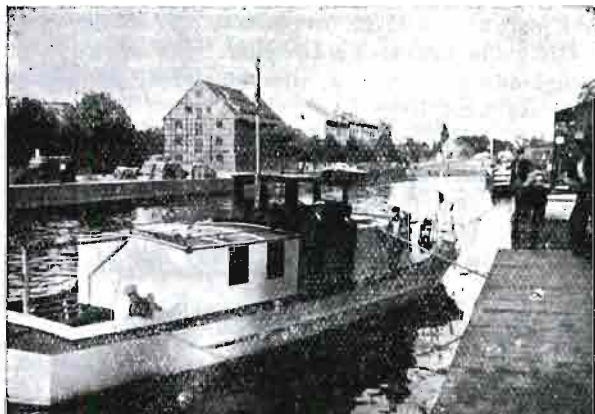
Rozpatrywaną również była sprawa przyjmowania robót prywatnych przez stocznie i warsztaty państwowe. Wobec małej ilości warsztatów prywatnych, żeglarze — w razie konieczności przeprowadzenia remontu swojego taboru czy też budowy nowego — stają wobec trudnej sytuacji, gdyż przyjmowanie napraw prywatnych przez stocznie i warsztaty państwowe jest praktykowane tylko w szczególnych i bardzo rzadkich wypadkach. Wobec wielu trudności formalnych jakie się napotyka przy dążeniach do zmiany obecnego stanu rzeczy, wyrażone zostało życzenie, aby zmiana ta mogła dotyczyć narazie chociażby warsztatów w Tezewie i Puławach.

Z innych spraw poruszanych na zjeździe należy wymienić sprawę zawodowego szkolenia żeglarzy. Przyjęto do wiadomości powstanie w r. b. takiej prywatnej szkoły w Warszawie z inicjatywy Rady Zjazdów Żeglugowych, przy poparciu finansowym Ligi Morskiej i Kolonialnej oraz Państwowego Funduszu Pracy. Kurs trwa 3 lata. Jednocześnie uznano za wskazane, aby niżsi funkcjonariusze państwowego nadzoru dróg wodnych byli w okresie zimowym doszkalani na kursach specjalnych.

Końcowe punkty porządku dziennego Zjazdu obejmowały: aktualności poszczególnych odcinków dróg wodnych, możliwości rozwoju żeglugi, przyczyny hamujące jej rozwój i środki, które mogłyby je usunąć.

Próba łodzi o małym zanurzeniu.

W stoczni Lloyd Bydgoskiego została obecnie wykończona łódź motorowa ze specjalnym patentowanym napędem syst. D. Hotchkiss'a. Łódź ta została wykonana dla firmy A. Rylke i S-ka w Warszawie i przeznaczona



jest do holowania galarów węglowych na górnej Wiśle i Przemszy. Zanurzenie łodzi wynosi około 30 cm. Zastosowany pędzisz syst. Hotchkiss'a nie poszerza łodzi, nie jest również narażony na uszkodzenie z powodu ewent. uderzeń elementów wirujących: o kamień, kłodę lub przeszkodę innego rodzaju. Nie wystając w ogóle poza

obrysie łodzi — pędzisz pozwala łodzi na poruszanie się na wodach b. płytkich. Do napędu pędzisa zastosowano silnik Diesel-Jastram, konstrukcji b. prostej i pewnej o mocy 50 KM przy 950 obr./min.

Przeprowadzone obecnie próby potwierdzają, że napęd syst. Hotchkiss'a odpowiada postawionemu mu zadaniu. Obserwacje nad zachowaniem się łodzi pozwalają z całą pewnością twierdzić, że napęd ten odpowiednim jest nie tylko dla jednostek na płytkie wody — lecz z nie-mniejszym powodzeniem może dać b. ciekawe wyniki jako napęd dla jednostek morskich, przeznaczonych do pracy na dużej fali — jak np. dla napędu łodzi pilotowych i ratowniczych. Ostatnio angielskie towarzystwo ratownicze zbudowało szereg łodzi właśnie z napędem syst. Hotchkiss'a.

Pędzisz Hotchkiss'a jako umieszczony w samym kadłubie i posiadający wlot i wylot wody w części podwodnej, a normalnie w niżej położonych częściach podwodnych — stale utrzymuje łączność z wodą — i w ten sposób napęd bez przerwy daje impulsy ruchu statkowi, czego nie można powiedzieć o działaniu śruby na mniejszych statkach, na wzburzonym morzu.

W najbliższym czasie będą podane bliższe dane i rezultaty prób.

Należy zaznaczyć, że statek ten jest całkowicie spawany i przy budowie kadłuba nie użyto ani jednego nitu.

Projekt łodzi został opracowany przez Knudra A. Rylkego, projekt instalacji silnikowej przez inż. M. Skotnickiego, wykonaniem zaś łodzi kierował inż. S. Zwiagin.

Zagadnienie Odry w gospodarce niemieckiego Górnego Śląska.

Rzeka Odra, stanowiąc bardzo ważną magistralę, łączącą Śląskie Zagłębie Węglowe i Śląski przemysł z Berlinem i z Niemieckimi Kresami Wschodnimi, jest przedmiotem żywego zainteresowania czynników rządowych i społecznych, czego widowym znakiem są wysokie świadczenia skarbu państwa Niemieckiego na rzecz Odry oraz zjazdy, poświęcane zagadnieniu Odry.

Zjazd odbyty w dniach 25 — 26 czerwca 1936 w Szczecinie zorganizowany przez „Verein zur Nahrung der Oderschiffahrt” był pierwszą próbą wykazania na zewnątrz jednolitości interesów całego dorzecza Odry, reprezentującej interesy wschodu niemieckiego, do którego przywiązywana jest coraz większa waga, tak z punktu widzenia czysto politycznego, jak również polityczno-gospodarczego. Obecny na zjeździe w Szczecinie podsekretarz Stanu w ministerstwie komunikacji Koenigs, podkreślając znaczenie drogi wodnej Odry i portu w Szczecinie, bazy żeglugi z Prusami Wschodnimi, oświadczył, że Ministerstwo Komunikacji, wierne tradycjom oddziedziczonym po królach pruskich, dba i dbać będzie aby Odrę i jej dorzecze kolonizacyjnie i gospodarczo złączyć z macierzą niemiecką.

W czasie od 27 do 29 maja 1937 odbył się w Wrocławiu zjazd pod nazwą „Odertag 1937”, którego celem było omówienie zagadnień żeglugowych ze szczególnym uwzględnieniem budowy kanału Koźle — Gliwice.

Na zjeździe tym szeroko omawiano sprawę konkurencji pomiędzy dyrekcją kolei Rzeszy a fachowcami zainteresowanymi w żegludze śródlądowej.

Czynnik walki konkurencyjnej jest zupełnie zrozumiałym skoro się zważy, że ruch transportowy na Odrze stale wzrasta. Np. port w Koźlu przeładował w ciągu marca i kwietnia 1936 — 643.281 t, a w tym samym

okresie dwumiesięcznym r. b. 714.885 t. Towarzystwa żeglugowe stwierdzały, że w danym wypadku chodzi tylko o załadowanie i splaw towarów masowych i tak tanich, że nie wytrzymują stawek kolejowych, nie mniej jednak koleje uważają to za utratę korzyści.

Kolej Rzeszy uważa żeglugę jako szkodliwego intruza na terenie działalności i wpływów kolei. Obecne zagadnienie transportów wodnych na Odrze nabiera szczególnego znaczenia wobec budowy kanału Koźle — Gliwice.

Kanał ten im. Adolfa Hitlera zatwierdzony w r. 1933 ma być ukończony już w r. 1939.

Koszt budowy kanału obliczono na 44 mil. marek, portu Gliwickiego 13,5 mil. mar. a zbiornika w Stauwerder na 8 mil. marek, ogółem 65,5 mil. marek.

Wyasygnowano dotychczas:

w roku 1933 —	0.8 mil. marek.
w roku 1934 —	8.0 „ „
w roku 1935 —	13.34 „ „
w roku 1936 —	13.73 „ „
w roku 1937 —	13.70 „ „
razem od 1933 do 1937 —	49.57 mil. marek.

(W Polsce w tym okresie przeznaczono na całe budownictwo wodno-komunikacyjne 80 mil. zł.).

Dotychczas wykonano z 40 km kanału 26 km i zalano wodą, do jesieni przewiduje się wykończenie dalszych 8 km; roboty na wszystkich sześciu śluzach są w pełnym biegu, śluza Stauwerder funkcjonować będzie jeszcze w r. b., a w Neudorf i Ehrenforst ukończone zostaną przed zimą.

Z 24 mostów nad kanałem 15 jest gotowych a 3 na ukończeniu.

Poza tym roboty w porcie Gliwickim, któremu w przyszłości przypadnie przeładunek około 3.000.000 t, posuwają się szybko naprzód.

Zaznacza się, że zasilanie kanału należeć będzie do trzech wielkich zbiorników koło Stauwerder. Roboty przy nich są już w pełnym biegu i będą na czas wykończone. Zbiorniki będą gromadziły wody spływające Kłodnicą i Dramą; ma to dać 80 mil. m sześciennych zapasu wody tj. ilość prawdopodobnie dostateczną do utrzymania takiego poziomu w kanale podczas niskiej wody, że statki będą mogły być swobodnie przeprowadzane z jednej śluzy do drugiej.

Przechodząc do motywów podjęcia budowy kanału Hitlera, należy podkreślić, że głównym powodem jest stworzenie takich warunków dla węgla górnośląskiego, aby mógł konkurować w Berlinie z węglem z zagłębia Nadrenii. Kanał umożliwi dostawę węgla z Gliwic do Berlina drogą najtańszą, bo wodą. Pomijając fakt, że przy samej budowie kanału stwarza się korzystne możliwości dla przemysłu niemieckiego (dostawy materiałów budowlanych), wspomnieć należy o bezpośrednim odciążeniu rynku pracy na Górnym Śląsku przez stałe zatrudnienie olbrzymich rzesz robotników przy przekopaniu kanału. Zauważyć należy, że w sezonie głównym zatrudnionych jest stale od 2300 — 2700 robotników.

Trudno oczywiście przewidzieć w jakich rozmiarach odbije się na gospodarce węglowej Górnego Śląska budowa nowej arterii wodnej, nie mniej jednak przeładunek w Koźlu = 2.867.182 ton węgla na 3.387.488 ton całego przeładunku w r. 1936 — wskazuje na olbrzymie możliwości.

Na zjeździe budziła duże zainteresowanie koncepcja budowy kanału łączącego Odrę z Dunajem i rozpatrywano możliwości penetracji handlowej do t. zw. Do-naustaaten.

Stopień zainteresowania się Odrą niemieckich sfer gospodarczych i oficjalnych oraz rozmiary robót prowa-

dzonych na niej (podobnie jak i na innych drogach wodnych) świadczą o dużym zrozumieniu wartości i znaczenia dróg wodnych dla gospodarki państwowej Niemiec, co może być drogowskazem dla wielu innych państw.

J. W.

Recenzje i krytyki

Maksymilian Matakiewicz. Pionowa krzywa prędkości w łożyskach sztucznych i nowy sposób obliczenia przepływu w kanałach trapezowych. Lwów 1937. Skład główny — Księgarnia Gubrynowicz i Syn we Lwowie.

W swej interesującej pracy autor ustala zależności, umożliwiające obrachowanie krzywych prędkości (izotach) w przekroju łożysk sztucznych, przy przyjęciu rozkładu prędkości w liniach poziomych według paraboli drugiego stopnia z jej wierzchołkiem w osi profilu i w oparciu na ustalonej uprzednio przez siebie empirycznej zależności pomiędzy prędkością maksymalną na powierzchni $V_0 \max$ a prędkością średnią przekroju V_m . Rozważenie przykładu przepływu wody w kanale trapezowym doprowadza autora do formuły na średnią prędkość w pionowej $V'_m = 27 T^{0.7} I^m$, co pozwala dalej na ustalenie nowego wzoru na obliczenie objętości przepływu w kanale trapezowym o kształcie najkorzystniejszym hydraulicznie $\left(R = \frac{T}{2}\right): Q = I^m T^{1.7} (20 \mu T + 27 b)$ — gdzie b oznacza szerokość dna zaś μ nachylenie skarpy. Opierając się dalej na pomiarach przepływu w istniejących kanałach, autor wykazuje dużą zgodność obrachunku z pomiarami lecz dla kanałów o przekrojach najkorzystniejszych, względnie zbliżonych, natomiast dla kanałów rozszerzonych wartości liczone wzorem wypadają zbyt małe. Zmusza to, po przeanalizowaniu wyników rzeczywistych pomiarów przepływu, do wprowadzenia w wyżej podany wzór współczynnika $\varphi = 0.847 \left(\frac{B}{T}\right)^{0.13}$ (B oznacza szerokość zwierciadła wody w profilu), po uwzględnieniu którego wzór przybiera kształt następujący:

$$Q = B^{0.13} T^{1.57} I^m (8.47 B + 14.5 b).$$

Praca odznaczająca się jasnością i zwięzłością jest godna polecenia uwadze hydrotechników.

Kazimierz Wóycicki

„Technik“ tom I — wydanie 2-gie r. 1936 (str. 1236).

W roku zeszłym ukazał się na rynku księgarskim „Technik“ tom I, opracowany pod redakcją inż. Cz. Mi-kulskiego, wydany staraniem Wydziału Wydawnictw Technicznych przy Stowarzyszeniu Techników w Warszawie.

W porównaniu z wydaniem pierwszym wydawnictwo zostało rozszerzone, dodaniem nowych aktualnych materiałów, oraz uwzględnieniem w pozostałych działach zmian, jakie zaszły w postępie rozwoju techniki.

Wyczerpujące opracowanie zebranego tu materiału stawia wydawnictwo w rzędzie pierwszych, z pośród dzieł o podobnym charakterze.

Podkreślić jednak należy, że zostało ono opracowane przede wszystkim pod kątem widzenia potrzeb inżyniera mechanika, chociaż inżynier hydrotechnika czy inżynier budownictwa lądowego, znajdzie w nim również wiele cennego materiału zwłaszcza w działach teoretycznych, wyrobów handlowych hut polskich i rozdziałach o materiałach budowlanych.

Opracowanie graficzne i szata zewnętrzna b. staranne.

Cena w stosunku do zawartego materiału nie wygórowana choć b. wysoka (50 zł).
St. I.

WSPOMNIENIA POŚMIERTNE

Ś p. Jan Kwiatkowski

Dnia 23 kwietnia 1937 r. zmarł w Sandomierzu b. Technik Państwowego Zarządu Wodnego ś p. Jan Kwiatkowski po długiej i ciężkiej chorobie sercowej.

Urodził się 2 czerwca 1872 r. w Koninie i po ukończeniu gimnazjum w Kaliszu studiował na Politechnice w Rydze.

Od r. 1896 pracował przy robotach regulacyjnych na Wiśle — do roku 1914 w dawniejszym Kierownictwie robót wiślanych pod zaborem rosyjskim, od r. 1919 w Zarządzie Wodnym w Sandomierzu.

Znany odznaczał się zawsze wzorową gorliwością i sumiennością w wypełnianiu przyjętych na siebie obowiązków. Człowiek skromny mimo swych licznych i wielkich zalet — o małych wymaganiach osobistych — szczególnie prawością charakteru, zaletami serca i umysłu zjednywał sobie wszędzie powszechną sympatię, uznanie

i ogólne zaufanie. Dzięki swojej długoletniej i sumiennej praktyce, a zwłaszcza niestrudzonej pracy — ceniony był jako hydrograf. Ogłosił szereg prac w „Gospodarce Wodnej”, gromadząc materiały do dalszej pracy niemal do ostatnich chwil swojego życia.

Pośród kolegów Zarządu Wodnego pozostawił szczyry i niezatarty żal. Cześć Jego pamięci!

Antoni Nowakowski.

Ś p. Inż. Wiktor Poźniak

Dnia 29 maja 1937 r. zmarł w Warszawie ś p. Dyrektor Inż. Wiktor Poźniak, zasłużony obywatel kraju i znakomity znawca zagadnień hydrologicznych i dróg wodnych, którym poświęcił całe swe długie i pracowite życie.

W budownictwie wodnym pracował nieprzerwanie od roku 1884, początkowo jako kierownik budowy mo-

stu na rzece Świcy i Dniestrze w Żurawnie, następnie od r. 1886 jako kierownik krajowego oddziału hydrograficznego we Lwowie, a od roku 1911 jako szef departamentu technicznego dla regulacji rzek na terenie Małopolski. Od roku 1919 jako kierownik regulacji rzeki Wisły w Krakowie, a od roku 1920 jako dyrektor dróg wodnych. Po prawie półwiekowej pracy przeszedł w roku 1931 na emeryturę, nie przestając do ostatnich chwil żywo interesować się sprawami wodnymi.

Obdarzony doskonałą pamięcią i zmysłem organizacyjnym oraz dużymi wiadomościami teoretycznymi był wysoce ceniony na obradach i konferencjach technicznych.

Pod względem pracy miał wymagania wysokie, w najwyższym stopniu stosowane względem Siebie samego, to też obowiązkowość przede wszystkim przyczyniła się do nadwyrężenia Jego mocnego i w trudach zaprawionego zdrowia.

Sp. Dyrektor Wiktor Poźniak całe Swe życie, bo dłu-

gie lata w okresie zaborczym i w pierwszych latach odrodzenia Rzeczypospolitej, poświęcił podwalinom pracy na drogach wodnych. Praca Jego znalazła też uznanie w szeregu odznaczeń, z których ostatnio otrzymał w roku 1923 Krzyż Oficerski orderu „Odrodzenia Polski”.

Sp. Inż. Poźniak był wzorem obywatela i inżyniera. Umiłowanie w obranym zawodzie potrafił wpoić w liczne rzesze kolegów i współpracowników. Miłość ojcowską rozciągał nie tylko na najbliższą rodzinę, którą pozostawił w nieukończonym żalu, lecz i na wszystkich oddanych Jego pieczy pracowników, względem których był nie tylko dobrotliwym sędzią, ale i troskliwym opiekunem.

To też żal i smutek głęboki napelnia serca Jego kolegów, współpracowników i uczniów, pracujących nie tylko na terenie Małopolski, ale na wszystkich posterunkach na Wiśle od Krakowa do Gdańska.

Adam Bielański.

Życie techniczne

Z działalności Polskiego Zrzeszenia Gazowników, Wodociągowców i Techników Sanitarnych.

Uchwałą Walnego Zgromadzenia, powziętą we Lwowie w dniu 25. VI. 36 r., postanowiło Zrzeszenie Gazowników i Wodociągowców Polskich rozszerzyć swą działalność na zagadnienia techniki sanitarnej. Nowy statut organizacji został zatwierdzony dn. 11. I. r. b. jako statut Polskiego Zrzeszenia Gazowników, Wodociągowców i Techników Sanitarnych. W związku z tym dotychczasowy organ „Gaz i Woda” przybrał tytuł: „Gaz, Woda i Technika Sanitarna”.

„Celem Zrzeszenia jest szerzenie wiedzy z dziedziny gazownictwa, wodociągów i kanalizacji oraz techniki sanitarnej w Polsce, oraz popieranie rozwoju tych dziedzin” (§ 1, ust. 2 statutu).

Posiedzenie Międzyministerialnej Komisji Ochrony Rzek.

V posiedzenie Międzyministerialnej Komisji Ochrony Rzek przed zanieczyszczeniem odbyło się w Warszawie w dniu 21. I. r. b. pod przewodnictwem dyr. inż. B. Stawiskiego, a następnie inż. Z. Rudolfa. W posiedzeniu wzięli udział przedstawiciele Ministerstw: Wyznań Religijnych i Ośw. Publ., Rolnictwa i Ref. Roln., Opieki Społecznej, Przemysłu i Handlu oraz Komunikacji, następnie przedstawiciele Urzędów Wojewódzkich: we Lwowie, w Krakowie, w Poznaniu i w Warszawie oraz przedstawiciel Międzywojewódzkiego Komitetu Ochrony Rzek przed zanieczyszczeniem w Warszawie.

W części sprawozdawczej posiedzenia dr W. Kulmatycki poinformował zebranych o pracach Międzywojewódzkiego Komitetu Ochrony Rzek w Poznaniu w czasie 1. X. 34 — 1. IV. 36 r. Dział Rybacki Państwowego Instytutu Naukowego Gospodarstwa Wiejskiego w Bydgoszczy, jako placówka naukowo-badawcza Poznańskiego Komitetu, zbadał w okresie sprawozdawczym ok. 125 km rzek i potoków oraz 1.114 ha jezior. Założono w terenie 221 stacji oraz laboratoryjnie opracowano definitywnie 185

stacji, wykonując na nich ogółem 867 analiz bakteriologicznych, chemicznych, fizycznych i biologicznych.

Wymienione prace dotyczyły zarówno samych badań, jak i uczestnictwa w rozprawach wodno-prawnych, wizjach i konsultacji w sprawach zanieczyszczeń wód otwartych.

W zanieczyszczeniach zbadanych wód przeważały ścieki zakładów przemysłu rolnego, następnie garbarni, papierni, fabryk chemicznych, kopalni i osiedli ludzkich. Zanieczyszczenia były niekiedy posunięte tak daleko, że powodowały śnięcie ryb; spotykano jednak i obiekty zanieczyszczone niezbyt silnie.

Inż. S. Zarnecki omówił działalność Komitetu w Krakowie za okres 16. I. 35 — 31. XII. 36 r. Badania dotyczyły zanieczyszczeń rzek: Nowej Bytomki, Białej Przemyszy (od Klucz do Maczek), Rawy, Czarnej Przemyszy (wytrucie ryb), Raby, Dunajca, Rudawy i innych mniejszych potoków. W większości wypadków fabryki i zakłady przemysłowe wykazały duże zrozumienie dla akcji Komitetu wykonując urządzenia zmniejszające stopień zanieczyszczenia rzek.

Delegat Międzywojewódzkiego Komitetu Ochrony Rzek w Warszawie inż. H. Przyłęcki poinformował, że Komitet warszawski zbadał szczegółowo ok. 88 km rzek oraz zanieczyszczające je ścieki. Badania (156 analiz) przeprowadzone na odcinkach rzek: Krzyny, Wisły (Włocławek), Wilanówki, Bzury, Mrowni, Czarnej, Moszczenicy, Mrożący, Czarnej Strugi, Suche, Ochni i Słudwi wykazały, że urządzenia oczyszczające ścieki są w wielu zakładach przemysłowych niedostateczne.

W okresie sprawozdawczym placówka kontynuowała badania nad oczyszczaniem ścieków cukrowniczych, korzystając z ścieków cukrowni doświadczalnej Politechniki Warszawskiej.

Uzupełniające sprawozdanie Komitetu Warszawskiego podał inż. Sawicki.

Następnie inż. Janiszewski zakomunikował, że Międzywojewódzki Komitet Ochrony Rzek przed zanieczyszczeniem we Lwowie jest jeszcze w stadium organizacji.

Przedstawiciel Minist. Rolnictwa i Ref. Roln. inż. Sakowicz oznajmił, że przeprowadzona ostatnio lustracja poszczególnych komitetów i placówek badawczych wykazała należyte funkcjonowanie tych organizacji i pomyslny rozwój ich pracy.

Po załatwieniu spraw regulaminowo - budżetowych, zebrani uchwalili następujące wnioski, przedstawione przez inż. Sawickiego:

1) Stwierdzając niewątpliwie dodatnie rezultaty akcji, zmierzającej do zmniejszenia stanu zanieczyszczeń wód w wyniku przeprowadzanych okresowych zebrań Naczelników Wydziałów Urzędu Wojewódzkiego w Warszawie, a wyrażające się w skoordynowaniu prac poszczególnych Wydziałów i wydatniejszym wysiłkiem w kierunku zmniejszenia stanu zanieczyszczeń wód, Międzyministerialna Komisja uważa za bardzo wskazane, aby tego rodzaju zebrania odbywały się i w innych województwach z udziałem kierownika odnośnej placówki badawczej.

2) Dla zapewnienia należytego i skutecznego działania władz administracji ogólnej w akcji zwalczania zanieczyszczeń wód otwartych — uznać należy za wskazane, aby personel fachowy i to nie tylko kierowniczy, ale i mający bezpośredni kontakt z badaniami zanieczyszczeń wód, zatrudniony w placówkach badawczych Międzywojewódzkich Komitetów Ochrony Rzek przed zanieczyszczeniem, nie wykonywał projektów urządzeń do oczyszczania ścieków dla zakładów przemysłowych, rolniczych i osiedli miejskich, z tym jednak, iż w pewnych szczególnych wyjątkowych przypadkach P. P. Przewodniczący Międzywojewódzkich Komitetów mogą zezwalać pracownikom odnośnych placówek M. K. O. na opracowywanie i projektowanie urządzeń do oczyszczania ścieków.

W związku z powyższym Międzyministerialna Komisja prosi Ministerstwo Spraw Wewnętrznych o wydanie odpowiednich zarządzeń w tej sprawie.

3) W związku z samorzutnym powstawaniem na terenie poszczególnych województw — Podkomitetów o specjalnych zadaniach i organizacji (np. Komitet Oczyszczania ścieków w regionie łódzkim) — Międzyministerialna Komisja uchwała, aby regulamin ramowy, przez nią ustalony, został uzupełniony następującym punktem: „Powstające przy poszczególnych Międzywojewódzkich Komitetach Ochrony Rzek przed zanieczyszczeniem — Podkomitety — mogą mieć regulaminy w szczegółach odbiegające od postanowień zawartych w niniejszym regulaminie”.

4) Dla zapewnienia należytej opieki nad działalnością zainstalowanych urządzeń oczyszczających w zakładach przemysłowych — celowym jest przeprowadzanie badań kontrolnych nad stanem zanieczyszczeń wód, uprzednio już badanych.

Z uwagi na powyższe Międzyministerialna Komisja uważa za wskazane, aby władze wodne przesyłały do wiadomości placówkom badawczym odpisy orzeczeń, w sprawach gdzie zachodzą wypadki spuszczenia ścieków, mogących zanieczyszczać wody otwarte oraz aby w udzielanych zezwoleniach na spust ścieków przewidywane były badania kontrolne.

5) Z uwagi na to, iż brak rozporządzenia o normach dla ścieków przemysłowych w wielkim stopniu utrudnia wydawanie orzeczeń przy dochodzeniach wodno-prawnych, Międzyministerialna Komisja prosi Ministerstwo Spraw Wewnętrznych o spowodowanie przyspieszenia wydania wyżej wymienionego rozporządzenia.

Po omówieniu szeregu spraw jak: wydawnictwo o oczyszczaniu ścieków przemysłowych, kartograficzne

zestawienie źródeł zanieczyszczenia na terenie każdego Międzywojewódzkiego Komitetu, rozporządzenie o normach ścieków oraz ujednostajnienie sposobów badania rzek — rozpatrzono i przyjęto do wiadomości programy prac poszczególnych placówek badawczych w ramach budżetów — Bydgoszcz 13,500 zł, Warszawa 12,036 zł i Kraków 7,500 zł.

Walne Zgromadzenie Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej w Polsce.

W dn. 28 maja r. b. odbyło się w Warszawie Walne Zgromadzenie Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej. Po uczczeniu przez powstanie pamięci Zmarłych: długoletniego Prezesa Stowarzyszenia Prof. M. Rybczyńskiego oraz inż. inż. W. Ciechanowskiego, J. Opolskiego, prof. T. Sikorskiego, T. Zubrzyckiego i A. Stępkowskiego — zebrani wysłuchali Sprawozdania Zarządu z działalności Stowarzyszenia w r. ub. oraz protokołu Komisji Rewizyjnej, po czym Walne Zgromadzenie uchwaliło absolutorium Zarządowi.

W wyniku przeprowadzonych wyborów do Zarządu weszli: inż. inż. P. Bomas, M. Chudzyński, H. Herbich, H. Kalinowski, Wł. Kollis, płk. P. Kończyc, prof. dr M. Matakiewicz, M. Prokopowicz, J. Puzyna, K. Rodowicz, E. Romański, Z. Rudolf, J. Świeściakowski, W. Szczyłt-Niemirów, T. Tillinger. Do Komisji Rewizyjnej wybrani zostali: inż. inż. W. Bayer, A. Konopka, J. Zaczek.

W części II zebrania, mającej charakter dyskusyjny na temat: „Hierarchia potrzeb przy wykonywaniu inwestycji w różnych działach gospodarki wodnej” — wygłosili referaty: inż. Z. Rudolf — z dziedziny wodociągów i kanalizacji, inż. M. Prokopowicz — z dziedziny melioracji, jako budownictwa wodnego w usługach rolnictwa, zaś inż. T. Tillinger mówił o zagadnieniu polskich dróg wodnych. Po każdym z tych referatów wywiązywała się żywa dyskusja, świadcząca o doniosłości poruszanych zagadnień, jednak ze względu na niemożność omówienia wszystkich spraw na jednym posiedzeniu postanowiono na wniosek dyr. inż. E. Romańskiego odroczyć szczegółową dyskusję nad poszczególnymi zagadnieniami, rozkładając je na szereg kolejnych zebrań.

W jednym z następnych zeszytów „Gospodarki Wodnej” umieszczone będzie sprawozdanie finansowe za rok 1936 oraz inne szczegóły z przebiegu Zgromadzenia.

Stowarzyszenie Inżynierów Wodnych Rzeczypospolitej Polskiej.

K o m u n i k a t N r. 1.

Zarząd Główny S.I.W. zamierza wydawać komunikaty w miarę napływającego materiału. Zadaniem ich będzie poinformowanie członków Stowarzyszenia o sprawach bieżących, o pracy Kół Prowincjonalnych, jak również o sprawach dotyczących szerszego ogółu inżynierów.

Zwracamy się z prośbą do Kolegów o nadsyłanie wiadomości do komunikatów, któreby mogły zainteresować szerszy ogół.

W ł a d z e S t o w a r z y s z e n i a. Zarząd Główny, wybrany na ogólnym zebraniu w dniu 31 stycznia r. b.; ukonstytuował się jak następuje: Prezes — kol. Wacław Bayer, V. Prezes — kol. Janusz Woyciechowski, Sekretarz — kol. Jerzy Domaniewski, Skarbnik — kol. Witold Kozłowski, Członkowie — kol. kol. Mieczysław Harusewicz, Władysław Jankowski, Juliusz Misiaczek

i Edward Romański oraz Zastępcy — kol. kol. Lubomir Malinowski, Andrzej Szczawiński, Andrzej Wiszniewski.

K o m i s j e. Zarząd powołał do pracy następujące Komisje: 1. Uprawnień zawodowych — przewodniczący kol. Władysław Jankowski, 2. Pośrednictwa pracy — przewodniczący kol. Andrzej Wiszniewski.

Uprasza się Kolegów o nadsyłanie wiadomości o wolnych posadach dla inżynierów hydrotechników.

Przystąpienie do N.O.I. W myśl uchwały zebrania ogólnego, S.I.W. przystąpiło do Naczelnej Organizacji Inżynierów, uzyskując miejsce w Prezydium Rady Głównej. Delegatami S.I.W. do N.O.I. zostali kol. kol. W. Bayer — Członek Prezydium N.O.I. i W. Kozłowski.

Dnia 11 kwietnia odbył się doroczny zjazd delegatów N.O.I. w obradach którego z ramienia S.I.W. wzięli udział kol. kol. W. Kozłowski, J. Misiaczek, E. Romański i J. Woyciechowski. Prezesem N.O.I. został wybrany ponownie V. Minister inż. A. Bobkowski.

P i e r w s z y P o l s k i K o n g r e s I n ż y n i e r ó w. W dniach od 12 do 16 września r. b. odbędzie się we Lwowie Pierwszy Polski Kongres Inżynierów z okazji 60-letniego jubileuszu istnienia Polskiego Towarzystwa Politechnicznego.

Naczelna Organizacja Inżynierów, organizując Kongres, przystąpiła do opracowania szeregu referatów o charakterze ramowo-gospodarczym, ze wszystkich dziedzin techniki.

S.I.W. wzięło na siebie obowiązek opracowania referatów z dziedziny wodnej, powołując specjalną Komisję pod przewodnictwem kol. Romańskiego.

Komisja postawiła sobie za zadanie: ustalenie tematów referatów, wzajemne ich uzgodnienie, uproszenie referentów oraz utrzymanie łączności z Komitetem Organizacyjnym N.O.I. do chwili oddania mu całości referatów.

W wyniku specjalnie zwołanej w dn. 1 kwietnia b. r. konferencji przedstawicieli różnych gałęzi gospodarki wodnej oraz dalszych postępczeń ustalono następujące referaty na Kongres:

- 1) Zagadnienie gospodarki wodnej (referat ogólny),
- 2) „ śródlądowych dróg wodnych i portów rzecznych,
- 3) „ budowy taboru żeglugi śródlądowej,
- 4) „ sił wodnych,
- 5) „ regulacji rzek (Wisła i inne),
- 6) „ urządzeń zabezpieczających przed powodzią,
- 7) „ transportu morskiego i portów morskich,
- 8) „ melioracji,

Do chwili obecnej zostały Komisji złożone referaty: Nr 1 (kol. E. Romański) i Nr 2 (kol. T. Tillinger).

Udział w Kongresie Inżynierów. Koledzy pragnący wziąć udział w Kongresie winni wypełnić zgłoszenia (rozestane członkom S.I.W.) i przesłać do dnia 15 lipca r. b. do Komitetu Organizacyjnego Pierwszego Polskiego Kongresu Inżynierów w Warszawie ul. Krucza 14; wpisowe, w wysokości zł 10 (dziesięć) od uczestnika Kongresu i zł 5 (pięć) od każdego zgłoszonego w deklaracji członka rodziny, należy wpłacić przed tym terminem na P.K.O. konto Nr 3380 Naczelnej Organizacji Inżynierów (po drugiej stronie należy zaznaczyć — wpłata za udział w Kongresie).

K o ł a P r o w i n c j o n a l n e.

1) Utworzone zostało K o ł o w K r a k o w i e. Prezesem został kol. Adam Bielański, Kraków ul. Jaśkółcza 6.

Przypominamy, że zgodnie ze statutem Koledzy z Woj. Krakowskiego winni składać deklaracje przystąpienia do Stowarzyszenia za pośrednictwem Koła Prowincjonalnego w Krakowie.

2) K o ł o W a r s z a w s k i e.

Prace związane z organizacją Koła S.I.W. Województwa Warszawskiego posunęły się znacznie naprzód. Nie udało się wprowadzić, jak to było zapowiedziane w Nr. 2 „Gospodarki Wodnej”, ze względu na trudności natury formalnej oraz techniczno-organizacyjnej, zwołać Zebrania Konstytuującego Koła w m-cu maju, tym nie mniej jednak sprawa Koła weszła w ostatnie stadium realizacji.

Na posiedzeniu swym w dniu 15 czerwca r. b. Zarząd Główny S.I.W. uchwalił Regulamin Koła oraz powołał do życia Komisję Organizacyjną Koła w składzie kol. kol.: A. Suchocki — przewodniczący, S. Maciesza, Z. Madaj, K. Puczyński, Cz. Siwek oraz K. Suszycki — członkowie. Koledzy ci zostali dokooptowani do Zarządu Głównego.

Zadaniem Komisji Organizacyjnej jest: 1) czasowe prowadzenie prac należących do kompetencji Koła, 2) przygotowanie techniczne Zebrania Konstytuującego, 3) opracowanie ogólnych wytycznych, dotyczących przyszłej działalności Koła.

Komisja zwoła w możliwie niedługim czasie Zebranie Konstytuujące Koła, które — zgodnie ze statutem S.I.W. — wybierze: Zarząd, Komisję Rewizyjną oraz Sąd Koleżeński Koła.

Wszelkich informacji w sprawie Koła S.I.W. Województwa Warszawskiego udzielać będzie Komisja Organizacyjna we czwartki od godz. 18—19 w lokalu Zarządu Głównego S.I.W. — Krakowskie Przedmieście Nr. 6 m. 1.

I l o ś ć c z ł o n k ó w S.I.W. wynosi 205 osób.

N a j m ł o d s i i n ż y n i e r o w i e w o d n i. Dnia 26 lutego Wydział Inżynierii Politechniki Warszawskiej ukończyli z dyplomem Inżyniera Budownictwa Wodnego kol. kol.: Bieńkowski Mieczysław, Dziewanowska Kazimiera, Jabczyński Wiktor, Kloss Przemysław, Misztal Józef, Pawłowski Jan, Szutowicz Marian i Terpiłowski Marian, a dn. 5 maja kol. kol.: Daszewski Włodzimierz, Łuczak Józef, Frydrychewicz Eugeniusz, Kasprzycki Włodzimierz, Mikucki Zygmunt, Rudzki Tadeusz, Świątkiewicz Jan i Terajewicz Władysław.

L o k a l i a d r e s. Chwilowa siedziba Stowarzyszenia mieści się w Warszawie ul. Krakowskie Przedmieście 6 m. 1. Sekretariat urzęduje we wtorki i czwartki od godz. 18 do 19 i w tym czasie tel. 6-24-33.

S k ł a d k i. Wysokość składek wynosi: wpisowe — 3 zł, składka miesięczna — 1 zł, składka roczna do N.O.I. — 2 zł.

Zarząd Główny S.I.W.

II Zjazd Kuratorów Konferencji hydrologicznych państw bałtyckich w Rydze.

W czerwcu r. b. w Rydze odbył się II Zjazd Kuratorów Konferencji hydrologicznych państw bałtyckich, zorganizowany przez funkcjonujące tamże przy Departamencie Morskim Stałe Biuro Konferencyj.

Na Zjazd przybyło 7 Kuratorów (Dania — Prof. Munch Petersen Szkoła Politechniczna, Estonia — Inż. Wellner, Szef Biura hydrograficznego, Finlandia — Dr

Renqvist, Szef Biura hydrograficznego, Litwa — Prof. Kolupaila, Uniwersytet, Łotwa — Inż. Stakle v. dyrektor Dept. morsk., Niemcy — Prof. Wechmann, komisaryczny Szef Landesanstalt f. gewässerkunde w Berlinie, Polska — Inż. Rundo p. o. kierownika Instytutu Hydrograficznego Min. Kom.) oraz 16 delegatów urzędów i instytucji państwowych, szkół wyższych itp., w tym — 8 delegatów zagranicznych (Estonia, Litwa, Szwecja).

Otwarcia Zjazdu dokonał p. A. Ekis, Minister Skarbu, na przemówienie powitalne odpowiedział Dr Renqvist, delegat Finlandii, po czym Inż. Stakle, Kierownik Stałego Biura Konferencyj, wygłosił krótkie przemówienie, poświęcone pamięci śp. Inż. Zubrzyckiego, Kuratora Konferencyj z ramienia Polski, podnosząc zasługi Zmarłego dla sprawy konsolidacji i rozwoju konferencyj hydrologicznych państw bałtyckich. Pamięć Zmarłego Zjazd uczcił przez powstanie.

Na wniosek Kierownika Stałego Biura, obrano przez aklamację: przewodniczącym Zjazdu — niżej podpisanego, sekretarzem — inż. Zakowsky'ego, pomocnika Kierownika Stałego Biura Konferencyj.

Zjazd w wyniku 3-dniowych obrad (2—4.VI.) powziął następujące uchwały:

1. Zjazd przyjmuje do wiadomości przedłożone przez Kierownictwo Stałego Biura Konferencyj sprawozdanie¹⁾ z czynności Biura za rok ubiegły (1.V.36 — 1.V.37), zatwierdza sprawozdanie finansowe oraz udziela absolutorium Kierownictwu Biura, wyrażając życzenie, aby stan personalny tegoż został zachowany bez zmiany.

2. Zjazd poleca Kierownictwu Stałego Biura Konferencyj:

a) wydać drukiem nieopublikowane materiały III Konferencji hydrologicznej państw bałtyckich, dotyczące metodyki obserwacji wodowskazowych, pomiarów objętości przepływu i pomiarów ilości materiału rzeczno;

b) przystąpić do opracowania słownika główniejszych terminów hydrograficznych i hydrologicznych w językach krajów bałtyckich, uzupełniając je terminologią francuską i angielską, ze wskazaniem odnośnych symboli wzgl. skrótów.

3. Zjazd przyjmuje do wiadomości zgłoszony przez Kuratora Niemiec, Prof. Wechmann'a, projekt organizacji przyszłej konferencji hydrologicznej wraz z wykazem tematów referatów obejmujących zagadnienia hydrologii wód śródlądowych — powierzchniowych i wglębnych, hydrologii morza oraz metodyki pomiarów z zakresu hydrometrii i meteorologii ogółem 20 tematów (liczba ta stanowi górną granicę ilości referatów, które mogą być przedłożone przez kraj, uczestniczący w Konferencji); zarazem Zjazd ustalił normę maksimum

¹⁾ Sprawozdanie powyższe, ogłoszone drukiem pt. „Bericht des Ständigen Bureaus der Hydrologischen Konferenzen der Baltischen Staaten etc” jest poprzedzone nekrologiem śp. Inż. Zubrzyckiego.

objętości referatu na 25 stron druku. Jako termin przedkładania referatów Komitetowi Organizacyjnemu ustalono datę 1 lutego 1938 r.

4. Zjazd, uznając za pożądane, aby, niezależnie od uczestnictwa poszczególnych krajów bałtyckich w Międzynarodowej Unii Geodezyjno-Geofizycznej, Konferencje hydrologiczne państw bałtyckich — jako zespół — zgłosiły akces do Międzynarodowej Unii Geodezyjno-Geofizycznej, upoważnia Dyr. Staklego do podjęcia pertraktacji z Sekretarzem Generalnym Unii, mających na celu wyjaśnienie, związanych z realizacją tego planu, formalności.

5. Zjazd, zgodnie z wnioskiem Stałego Biura Konferencyj, uznaje za właściwe zmienić oficjalną nazwę Konferencyj z „Hydrologische Konferenzen der baltischen Staaten” na „Baltische Hydrologische Konferenzen”.

6. Zjazd, po wysłuchaniu referatu G. Granqvist'a, dyrektora Instytutu Badań Morza w Helsinki, na temat régime'u zlodzenia Bałtyku, uznając zawarty w referacie materiał faktyczny oraz wysnute zeń wnioski za materiał o znaczeniu podstawowym dla prac VI Konferencji hydrologicznej, postanawia wydać wymienioną pracę w druku sumptem Stałego Biura w ilości 500 egz.

Po zamknięciu obrad przewodniczący w imieniu Zjazdu wyraził podziękowanie przedstawicielowi Niemiec za podjęcie odpowiedzialnej pracy organizacji VI Konferencji a Dyrekcji Departamentu Morskiego i Kierownictwu Stałego Biura Konferencyj — za wzorową organizację Zjazdu.

Wolny czas od obrad uczestnicy Zjazdu spędzili na wycieczkach do Sigulda (zwiedzenie doliny rz. Gaujia), do Kegums (budowa wielkiej hydroelektrycznej centrali — 70.000 KM na Dźwinie), oraz na wybrzeże ryskie.

Inż. A. Rundo.

Wycieczka Politechniki Lwowskiej w Rożnowie.

Dnia 22 czerwca r. b. bawiła w Rożnowie wycieczka naukowa Wydziału Inżynierii Politechniki Lwowskiej. W wycieczce, którą kierował prof. dr M. Matakiewicz, brali udział m. inn. prof. prof. O. Nadolski, A. Kuryłło, K. Wątopek, Z. Ciechanowski, St. Brzozowski, 18 adiunktów i asystentów, oraz 36 studentów. Wycieczka przybyła samochodami z Mościc, które zwiedzono poprzedniego dnia. W Rożnowie uczestnicy wycieczki oprowadzeni przez miejscowych inżynierów zwiedzili szczegółowo budowę zapory i wysłuchali referatu inż. Z. Sliwińskiego.

Należy zaznaczyć, że budowa zapory — zarówno całość, jak i poszczególne części konstrukcji — wywołała duże zainteresowanie uczestników tej wycieczki.

W godzinach popołudniowych wycieczka opuściła Rożnow.

Redaktor naczelny: Inż. E. Romański.

Redaktor odpowiedzialny: Inż. M. Chudzyński.

Dział „Z literatury techn.": Inż. K. Puczyński.

Wydawca: Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej.

Komitet Redakcyjny: inż. inż. Barcikowski, Gumiński, Herbich, Kollis, Misiaczek, Mysłakowski, Prokopowicz, Rodowicz, Romański, Rundo, Sienkowski, prof. Skotnicki, Tillinger, prof. Turczynowicz.