

STEFAN BRYŁA

O naprężeniach termicznych w połączeniach spawanych.

W każdej konstrukcji występują naprężenia zasadnicze, główne, oraz naprężenia drugo- i trzeciorzędne. Nieomal zawsze uwzględnia się w obliczeniu jedynie naprężenia zasadnicze i według nich wymiaruje się konstrukcję. Naprężeń drugorzędnych zwykle się nie oblicza; powinny one zmieścić się w obrębie stopnia pewności danej konstrukcji. Oblicza się je wogóle w specjalnych wypadkach, aby zdać sobie sprawę z ich wielkości. Tak np. w konstrukcjach nitowanych występują naprężenia drugorzędne z powodu sztywnych połączeń węzłowych, z powodu ekscentryczności połączeń, z powodu niedokładności wykonawczych i t. d.

W konstrukcjach spawanych powyższe czynniki mają znaczenie mniejsze, niektóre z nich nawet bardzo małe, a praktycznie żadne. Natomiast sposób wykonania połączeń spawanych, połączony z bardzo wysokimi temperaturami, powoduje naprężenia termiczne. Występują one tak w samej spoinie, jakoteż w materiale rodzimym konstrukcji.

Naprężenia wewnętrzne w spoinie spowodowane są różnicą temperatur w spoinie i w przylegających częściach konstrukcji. Jak doświadczenia wykazały, nie są one zależne od sposobu zamocowania części spawanych. Naprężenia te występują w spoinie zawsze, nawet jeżeli części łączone nie będą zamocowane uchwytami. Przyczyną powstawania ich jest rozgrzewanie się, a następnie kurczenie się strefy rozgrzanej, przy czym metal nienagrzany lub mało nagrzany otaczający spoinę uniemożliwia swobodne kurczenie się spoiny podczas stygnięcia. Stąd te naprężenia termiczne nazywa się naprężeniami skurczowymi, w przeciwieństwie do innych naprężeń drugorzędnych. W materiale rodzimym części łączonych powstają bowiem naprężenia t. zw. konstrukcyjne czyli montażowe naskutek unieruchomienia tych elementów zapomocą uchwytów, o czym niżej.

Im większa jest powierzchnia strefy podgrzanej, tem mniejsze będą naprężenia w samej spoinie, a większe naprężenia konstrukcyjne (montażowe). Dlatego też przy spawaniu acetylenowym występują większe naprężenia konstrukcyjne, a przy spawaniu łukiem elektrycznym większe naprężenia w spoinie.

Wielkość naprężeń wewnętrznych określa się przy pomocy pomiaru odkształceń. Wyeliminować tu jednak trzeba odkształcenia stałe, które powstają przy stanie plastycznym materiału. Dlatego sam pomiar długości odcinka przed i po spawaniu nie może być podstawą do wyznaczenia naprężeń wewnętrznych. Stosunkowo naj-

lepsze rezultaty daje tu metoda Mathar'a. Pozwala ona bowiem zmierzyć naprężenia w różnych kierunkach i wyznaczyć naprężenia główne. Jest to ważne z tego powodu, że w spoinach występuje trójwymiarowy układ naprężeń. Jeżeli porównamy współczynnik rozszerzalności termicznej stali i współczynnik wydłużalności sprężystej, to dojdziemy do rezultatu, że naprężenia te są bardzo wysokie i dochodzą czasem do granicy plastyczności. Jednakże równocześnie naskutek zahamowania odkształceń spowodowanego przebiegiem kurczenia się spoiny, granica plastyczności podnosi się, i to znacznie. Największe naprężenia występują wzdłuż osi spoiny, najmniejsze w kierunku poprzecznym. Maksimum naprężeń znajduje się w środku spoiny.

Na wysokość naprężeń wewnętrznych wpływa w wysokim stopniu grubość elementów łączonych. Naprężenia nie rosną w prostym stosunku do grubości tych elementów, niemniej wzrastają w stopniu dość znacznym.

Na naprężenie skurczowe wpływa także w wysokim stopniu długość spoin. Im spoiny są krótsze, tem naprężenia są mniejsze. Pochodzi to stąd, że naprężenia powstają wskutek sił przeszkadzających swobodnemu kurczeniu się spoin.

Wogóle w miarę wzrostu długości spoin zmniejsza się równomierność rozkładu naprężeń w nich, a w konsekwencji i ich wytrzymałość. Doświadczenia wykonane przezemnie i przez dra Poniza we Lwowie wykazały mianowicie, że wogóle — zgodnie z doświadczeniami wykonanymi w innych państwach — naprężenia na końcach spoin są znacznie większe, niż naprężenia jej w środku długości¹⁾. Ta nierównomierność jest tem większa, im spoina jest dłuższa. Wskutek tego przy pewnej długości spoiny dochodzimy do granicy, ponad którą wytrzymałość całej spoiny wzrasta minimalnie lub nawet przestaje wzrastać i praktycznie pozostaje już stała. (Podobnie zresztą w konstrukcjach nitowanych dodawanie nitów ponad pewną ich ilość nie powiększa wytrzymałości połączenia). Wpływają tu zresztą tylko w pewnym stopniu naprężenia skurczowe, sumując się z konsekwencjami sprężystościowymi połączenia. O ważnym, w pewnych wypadkach nawet dominującym wpływie tych ostatnich świadczy fakt, że podobne objawy występują przy spoinach przerywanych, gdzie spoiny skrajne niosą znacznie więcej od spoin środkowych. Rozkład naprężeń w spoinach przerywanych jest jednak bardziej jednolity.

¹⁾ Podobnie rozkładają się też naprężenia w połączeniach nitowanych — zresztą z innych powodów.

Te wysokie naprężenia w spoinach nie są jednak niebezpieczne. Siły zewnętrzne bowiem działają wogóle jednokierunkowo, zaś naprężenia skurczowe trójkierunkowo; następnie, nawet, gdy dochodzą one do granicy plastyczności, następuje ich wyrównanie. Zresztą świadczą o tym wyniki wszystkich doświadczeń doprowadzonych do przerwania spoin i doskonale zachowanie się dobrze wykonanych spoin. Jeżeli zdarzają się nawet od czasu do czasu — zresztą wyjątkowo — pęknięcia spoin, to przyczyną ich nie są naprężenia skurczowe, ale kruchość spoin, wykonanie z niewłaściwego materiału, lub wadliwe ich wykonanie, wreszcie karby połączenia spawanego.

Spoina zachowuje się wogóle najlepiej wtedy, gdy posiada własności możliwie zbliżone do materiału macierzystego. Chodzi tu przede wszystkim o granicę plastyczności. Dlatego niezawsze celowe jest używanie pałeczek (elektrod) z materiału o wytrzymałości znacznie większej od materiału łączonego, raczej chodzi o uzyskanie spoin o możliwie tych samych własnościach sprężystościowych. Natomiast wskazane jest stosowanie elektrod powlekanych (lub z duszą), które dają rezultaty o wiele lepsze od drutów gołych.

Istnieją rozmaite sposoby ulepszania spoin, celem zmniejszenia naprężeń skurczowych. — Wszystkie doświadczenia z temi sposobami są raczej ujemne, gdyż nakład pracy przy nich wogóle nie opłaca się. Zmniejszenie naprężeń przez ich zastosowanie jest stosunkowo nieznaczne i bezcelowe. Wobec bowiem wielokrotnie stwierdzonej nieszkodliwości naprężeń skurczowych, niema powodu dążyć specjalnie do ich zmniejszania. Mają one znaczenie raczej inne. Np. wyżarzanie sprzyja wytworzeniu struktury drobnoziarnistej, a przez to podnosi odporność materiału na silne uderzenia. Drugostronne spawanie działa również w pewnym stopniu wyżarzająco. Podobnie działa tu przy spawaniu elektrycznym spawanie wielowarstwowe, przy którym wykonane już warstwy spoiny wyżarzane są przez warstwy następne. Dla spoin acetylenowych zwiększenie wytrzymałości na zmęczenie przez drugostronne spawanie dochodzi czasem do 50%.

Naprężenia wewnętrzne powstające w materiale konstrukcyjnym (rodzimy) podczas procesu spawania nazywamy naprężeniami konstrukcyjnymi lub montażowymi. Powstają one wskutek utwierdzenia (zamocowywania) części łączonych względem siebie, przy pomocy specjalnych uchwytów o kształcie dostosowanym każdorazowo do kształtu i wielkości elementów łączonych ze sobą, oraz do przebiegu spawania danego zespołu. Uchwyty takie są konieczne, gdyż bez nich elementy spawane podczas nagrzewania i stygnięcia uległyby deformacjom i przesunięciom, niekiedy niedopuszczalnym, a zawsze niepożądanym choćby ze względu na wygląd zewnętrzny konstrukcji. Zmniejszając przez zastosowanie uchwytów odkształcenia konstrukcji do minimum lub usuwając je praktycznie w zupełności, wywołujemy w częściach łączonych jedna-

kowoż naprężenia wewnętrzne proporcjonalne do zahamowanych odkształceń i przesunięć. — Wielkość tych ruchów pozostaje w prostej zależności od wielkości części łączonych i od wielkości powierzchni rozgrzanych. Dlatego też naprężenia konstrukcyjne wzrastają również odpowiednio do tych czynników w przeciwieństwie do poprzednio omówionych naprężeń skurczonych w spoinie, które od wielkości elementów łączonych są wogóle niezależne (tylko od grubości), a od wielkości strefy podgrzanej zależą odwrotnie, malejąc przy zwiększaniu strefy podgrzanej.

Naprężenia konstrukcyjne charakteryzują się też tem, że nie mają charakteru przestrzennego i tworzą układy płaskie, albo nawet jednokierunkowe. Niema też przy nich zjawiska podwyższania granicy plastyczności materiału, a wartości ich są znacznie mniejsze od naprężeń skurczonych w spoinie.

Jakkolwiek naprężenia skurczowe nie przedstawiają żadnych obaw przy należytem materiale spoin i przy ich dobrem wykonaniu i nie przekraczają wysokością swoją naprężeń montażowych w konstrukcjach nitowanych, niemniej zawsze dążymy do redukcji wszelkich naprężeń drugorzędowych we wszystkich konstrukcjach stalowych wogóle. Tem samem zaznacza się ta sama dążność o ile chodzi o konstrukcje spawane i o naprężenia skurczowe w nich. Jeżeli nie możemy ich w odpowiedni sposób zredukować po wykonaniu, to wskazane jest tak spawać elementy, aby były one odrazu możliwie małe. Należy przytem zważyć, że niektóre wpływy w pewnym stopniu wzajemnie się neutralizują. Następuje to np. w grubszych spoinach, gdzie zresztą nawet ocena wzajemnej wielkości obu wpływów jest nie ze wszystkim jasna. Spoiny cieńsze muszą być pozatem dłuższe, co znów jest raczej czynnikiem ujemnym pod względem naprężeń skurczowych. Nic dziwnego, że zdania inżynierów co do stosowania spoin grubszych czy cieńszych są podzielone. Osobiście na podstawie szeregu doświadczeń przychyliam się raczej do zdania, że lepsze i wytrzymalsze są spoiny cieńsze (są one zarazem i tańsze). Ujemny wpływ koniecznej większej ich długości można wyeliminować w ten sposób, że wykonywa się je krótkimi partjami naprzemian, a następnie wypełnia pozostawione prowizorycznie przerwy.

Drugą wskazówką, mającą znaczenie zawsze, jest konieczność stosowania pałeczek (elektrod) z materiału możliwie macierzystego pod względem zwłaszcza sprężystościowym. Zwiększenie wytrzymałości, aczkolwiek wogóle bardzo cenne, ma stosunkowo mniejsze znaczenie. Wskazane jest stosowanie elektrod powlekanych.

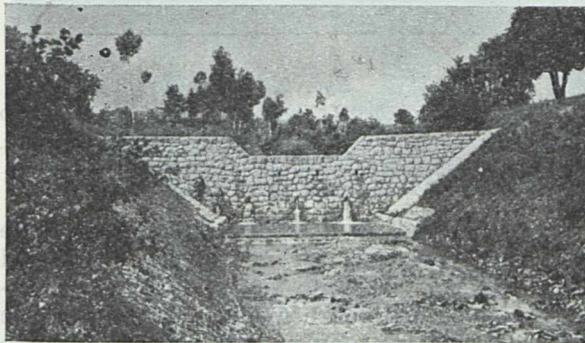
Wreszcie trzecią wytyczną jest możliwie łagodne kształtowanie spoin tak, aby przejście z jednego do drugiego przekroju nie następowało raptownie i z załomami, ale możliwie spływało, a kształt jeden wpływał w drugi.

Do innych czynników redukujących naprężenia skurczowe przywiązywać można znaczenie już stosunkowo drugorzędne.

Prof. Inż. STANISŁAW HUBICKI

Zabudowania potoków w dorzeczu Dunajca.

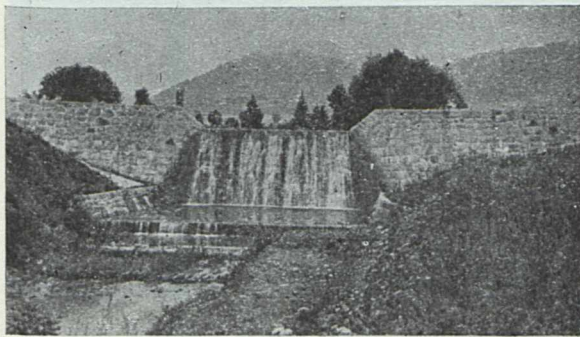
Dzięki ułatwieniom ze strony Państwowego Zarządu Wodnego w Nowym Sączu miałem sposobność w lecie bieżącego roku zwiedzić szereg zabudowań górskich potoków w dorzeczu Dunajca. Jedne z tych zabudowań są wykonane bardzo dobrze, inne znowu, zwłaszcza dawniejsze, były błędnie zaprojektowane i wykonano je wadliwie. Dlatego też zwiedzanie tych potoków byłoby dla inżynierów pracujących w tym dziale bardzo pouczające i wpłynęłoby niewątpliwie korzystnie tak na opracowywanie projektów, jak i na wykonywanie samych budowli oraz zapobiegłoby w przyszłości niejednym niecelowym wydatkom.



Ryc. 1.

Potok Smolnik. Zapora w km 10 + 200.

Zacnę od potoków zabudowanych dobrze. Do takich należy zabudowanie potoku Smolnika, który w r. 1934 wyrządził bardzo dużo szkód. Potok ten płynie wzdłuż linii kolejowej prowa-

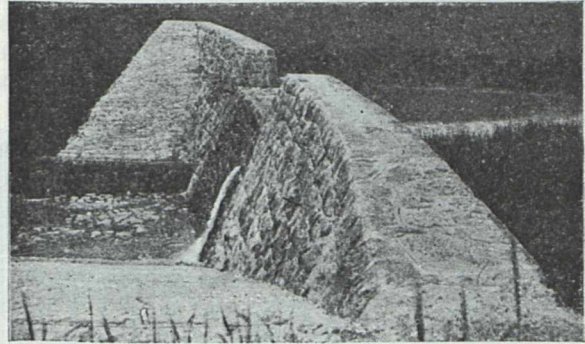


Ryc. 2.

Potok Smolnik. Zapora w km 10 + 400. Zdjęcie wykonane w lipcu 1936 r. przy nieco większym stanie wody.

dzającej z Pisarzowej do Marcinkowic, koło której to miejscowości uchodzi do Dunajca. Górny bieg potoku zabudowano za pomocą całego szeregu zapór z kamienia łamanego na zaprawie cementowej (ryc. 1, 2). Jako nowość przy zaporach, wykonywanych w ostatnich latach, wprowadzono t. zw. mury pachwinowe w postaci bruków kamiennych, zabezpieczających stoki przekroju bezpośrednio poniżej zapory, a to po-

cząwszy od kierownic aż do korony skrzydeł zapory (ryc. 3). Mury te mają na celu zabezpieczyć zaporę przed podmyciem, w razie gdyby wielka woda nie zmieściła się w gardle i zaczęła przelewać się przez skrzydła zapory. W tym



Ryc. 3.

Potok Smolnik. Zapora w km 10 + 400. Zdjęcie wykonane z boku, ukazujące mury pachwinowe.

wypadku spadnie woda na obrukowane stoki i nie czyniąc szkody spłynie na bruk zapory zaopatrzonej kierownicami. Nowość ta zabezpiecza zapory w znacznej mierze. Niewątpliwie taniej wypadłaby budowa zapór, gdybyśmy zwiększyli otwór gardła oraz rozszerzyli basen przyjmując największy odpływ obliczony np. na podstawie wzoru prof. Matakiewicza:

$$Q = 10 D^{0.6932} m^3 / sek,$$

dającego nam 100% - wą pewność co do objętości odpływu wielkiej wody. Ponieważ jednak



Ryc. 4.

Potok Smolnik. Regulacja progowa na średniej w. w.

nigdy nie możemy być pewni, czy gardło zapory w czasie odpływu w. w. nie ulegnie zmniejszeniu przez ewentualne osadzanie rumowiska, przeto mimo wszystko musimy się liczyć z niezmięszczeniem się wielkiej wody w gardle i dlatego też budowanie t. zw. murów pachwinowych jest celowe i należałoby je stale stosować przy budowie wszystkich zapór.

Poniżej zapór przeprowadzono regulację progową na średnią w. w. z ubezpieczeniem

brzegów za pomocą opasek systemu Seelinga (ryc. 4). Kierunki trasy oraz głębokość niwelety, od których to czynników zależy w dużej mierze prawidłowe funkcjonowanie regulacji, są bardzo dobrze dobrane, co świadczy o dużej staranności w tym celu trasy regulacji oraz o dużym doświadczeniu prowadzącego budowę.



Ryc. 5.

Potok Gródek. Regulacja na śr. w. w. km 0 + 300 z ubezpieczeniem dna progami a brzegów kiszkami faszynowymi.

Trzeba tu przede wszystkim podkreślić dążenie do zastosowania jak najdłuższych prostych a unikanie o ile możliwości łuków a zwłaszcza o małych promieniach. Długoletnie doświadczenia bowiem wykazały dobitnie, że tylko regulacje trasowane w prostych liniach lub łagodnych łukach utrzymują się w dobrym stanie i wymagają jak najmniej robót konserwacyjnych. Nie-

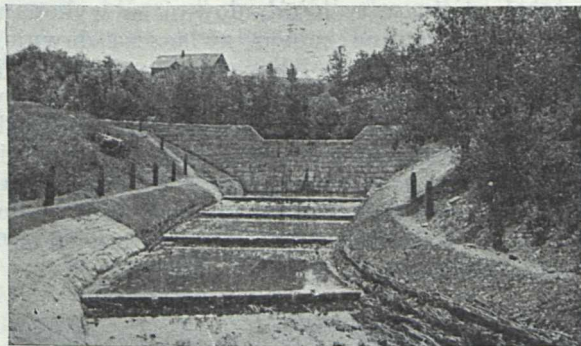


Ryc. 6.

Potok Gródek. Regulacja na śr. w. w. z ubezpieczeniem dna zapomocą skrzyń siatkowych. Skrzynie zabezpieczono od strony odpływu belkami drewnianymi, km 0 + 350 — 0 + 550.

stety z braku funduszy przerwano regulację na średnią w. w. w trzech miejscach na łącznej przestrzeni około 5700 m, które to przestrzenie przedstawiają się jako zdziczałe łożyska o olbrzymich zwałach rumowiska. W razie katastrofalnych wezbrań przestrzenie poniżej zregulowane ulegną niechybnie zniszczeniu lub zasypaniu. Takie prowadzenie regulacji odcinkami tłumaczy się tem, że niektóre najbardziej zagrożone przestrzenie wymagają natychmiastowego zabezpieczenia, co powoduje, że stojące do dyspozycji fundusze budowlane musi się zużyć przede wszystkim w tych miejscach.

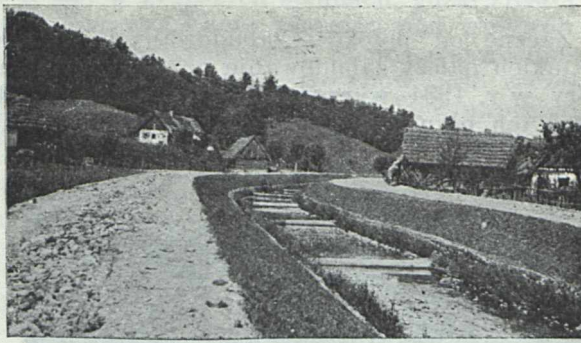
Z dopływów Smolnika wymienię tu potok Gródek wraz z debrą A. (ryc. 5, 6, 7). Przy zabudowaniu części potoku Gródek, a to od km 0 + 350 — 0 + 550, o spadku 19‰ odstąpiono od zwykle stosowanych regulacji progowych i zamiast progów wbudowano w dno potoku w odległościach co 12 m skrzynie siatkowe wypeł-



Ryc. 7.

Potok Gródek — debra A. Zapora z kamienia łamanego na zaprawie cementowej. Poniżej regulacja progowa. Łuk wklęsły zabezpieczony opaską kamienną.

nione kamieniami, usytuowane w ten sposób, że korona ich znajduje się w równej wysokości z dnem łożyska. Okazało się, że ten sposób budowy regulacji dał dobre wyniki. Wyboje, które wytwarzają się tuż poniżej skrzyń są mniejsze od wybojów tworzących się poniżej normalnych progów i dlatego też należałoby z tym sposobem



Ryc. 8.

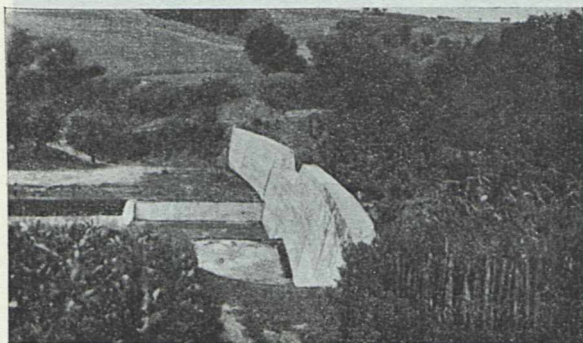
Potok Brzeźnianka. Regulacja na w. w. Dno zabezpieczone progami, brzegi opaskami z kieszek faszynowych, wały wydarnione, km 2 + 900 — 3 + 050.

zabezpieczania dna łożyska prowadzić doświadczenia w dalszym ciągu. Regulacja ta istnieje od r. 1930. Zabezpieczanie dna łożyska zapomocą skrzyń siatkowych jest dalszym ciągiem prób w tym kierunku, które zapoczątkowano w r. 1914 przy zabudowaniu potoku Bystrzycy¹⁾.

Bardzo dobrze wykonane są zabudowania potoków Brzeźnianki i Niskówki, wpadających do Dunajca koło Nowego Sącza (ryc. 8, 9, 10, 11, 12). Zabudowania tak w jednym jak i drugim potoku składają się z zapor wybudowanych w górnym biegu oraz regulacji progowej na

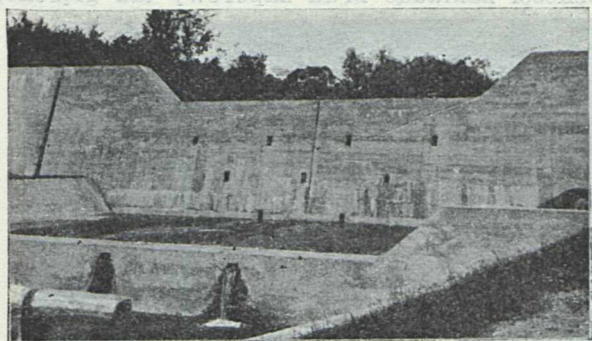
¹⁾ Hubicki: „Zabudowanie górskich potoków“. Część I.

wielką wodę z ubezpieczeniem dna progami a brzegów kioskami faszynowemi. Niweleta obu regulacji progowych jest odpowiednio głęboko założona, co ma bardzo korzystny wpływ na sąsiednie grunty rolne. Na rycinie 12 widać, że przed zaporą znajduje się bardzo wysoka kaskada. Powstało to stąd, że łożysko potoku poniżej zapory wybudowanej jeszcze w r. 1926, pogłębiło się tak dalece, że fundament jej został całkowicie odsłonięty. Chcąc zaporę uchronić przed zniszczeniem, musiano wybudować tuż poniżej nową zaporę, wysoką na 2,2 m.



Ryc. 9.
Potok Brzeźnianka. Zapora betonowa, km 3 + 750.
Zdjęcie z boku.

Charakterystyczną rzeczą w tutejszym Zarządzie Wodnym jest budowanie możliwie najwyższych zapor, gdyż Zarząd wychodzi z tego słusznego zapatrywania, że zapora powinna wystarczyć na dłuższy czas i że późniejsze podwyższanie zaporę pociąga zasobą znacznie większe koszty.

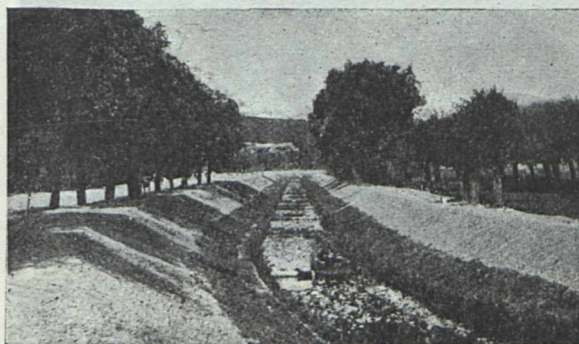


Ryc. 10.
Potok Brzeźnianka. Zapora betonowa, km 3 + 750. Na przedniej ścianie widać szwy kontrakcyjne.

Bardzo dobrze wykonane jest również niedawno rozpoczęte zabudowanie potoku Szczawnego. Od zapory betonowej (ryc. 13) prowadzi łożysko betonowe, które przechodzi następnie w łożysko kamienne (ryc. 14), a wreszcie z braku miejsca w kolektor. Budowa tego kolektora musiała być ze względu na ożywiony ruch w Szczawnicy - Zdroju, prowadzona na dłuższej przestrzeni systemem tunelowym.

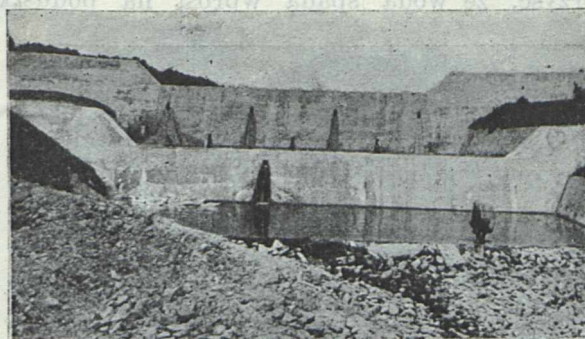
W dalszym ciągu zwiedziłem także i potok Krośnicę, zabudowany zaporami z kamienia na

zaprawie cementowej oraz zapomocą regulacji na średnią wielką wodę. Zapory wybudowane jeszcze przed wojną światową trzymają się dobrze, z powodu jednak zupełnego załadowania zaszła potrzeba podwyższenia ich (ryc. 15). Tak zapory na Krośnicy jak i na bocznym jego dopływie potoku Grywładzie budowane są przy zastosowaniu bardzo ostrych łuków, co przy dużej ich rozpiętości sprawia bardzo nieestetyczne wrażenie, a pod względem konstrukcyjnym nie ma uzasadnienia. Obecnie buduje Zarząd Wodny zapory w linii prostej względnie o bardzo łagodnych łukach harmonizujących z terenem.



Ryc. 11.
Potok Niskówka. Regulacja progowa na w. w. Wąły wydarniowane do połowy wysokości, km 4 + 300 - 4 + 800.

Zwiedziłem również i potok Łomnicę, prawobrzeżny dopływ Popradu. Tu wykonano zaporę kamienną na zaprawie cementowej, od której poprowadzono żłób kamienny na w. w. W bocznych potokach wybudowano dwie zapory i po-

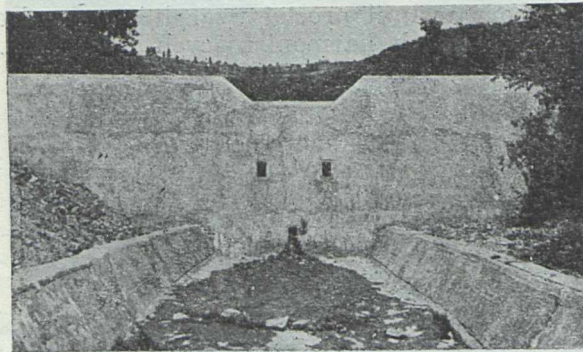


Ryc. 12.
Potok Niskówka. Zapora betonowa, km 5 + 600.

łączono je zapomocą żłobów z potokiem Łomnicą. Tak zapory, jak i żłób wykonane są solidnie, przyczem do budowy użyto bardzo dużych kamieni (ryc. 16, 17, 18, 19). Z dalszych dopływów Popradu wymienię potok Kryniczankę, który zabudowano zapomocą zapór kamiennych oraz żłobu (ryc. 20).

Przy obliczaniu grubości nowych zapor dąży Zarząd Wodny do tego, by linia ciśnienia nie wyszła z jądra przekroju i wyznacza go przy pomocy wzoru $b = \frac{h}{\sqrt{g}}$, gdzie b oznacza szerokość

kość zapory u podstawy, t. j. w wysokości dna basenu, h = wysokość, liczoną od basenu do gardła zapory a g = ciężar właściwy materiału, z którego zapora jest zbudowana. Korona zapory w wysokości gardła musi otrzymać taką grubość, która by zapewniała koronie wytrzymałość przeciw uderzeniom dużych kamieni oraz pni unoszonych przez wodę. Grubość ta nie może być jednak ze względów oszczędnościowych zbyt wielką i dlatego też nachylenie przedniej



Ryc. 13.

Potok Szczawny. Zapora betonowa, bezpośrednio po wybudowaniu, jeszcze nie wyprawiona.

ściany wypada za łagodnie, przez co woda wraz z rumowiskiem nie spada na bruk, lecz ślizga się wzdłuż przedniej ściany zapory. Nachylenie ściany wypada przy tym sposobie oznaczania przekroju i przy zaporach wyższych jak 5 m w stosunku około 1 : 0,33, podczas gdy zapory powinny być budowane o nachyleniu przedniej ściany w stosunku od 1 : 0,2—1 : 0,1. Przy stromych nachyleniach przedniej ściany mamy tę korzyść, że woda spada wprost na poduszkę



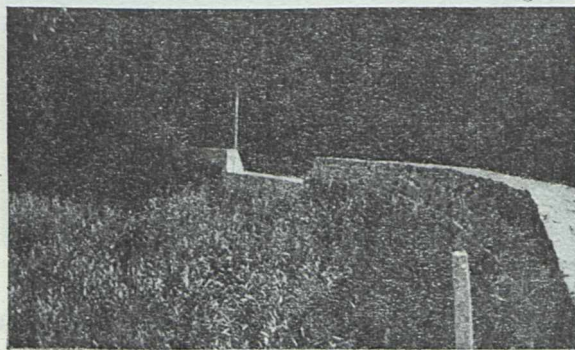
Ryc. 14.

Potok Szczawny. Łożysko kamienne.

wodną basenu, wskutek czego ulega osłabieniu siła uderzenia wody, oraz że chronimy przednią ścianę przed szkodliwymi uderzeniami. Z tych powodów należałoby raczej obliczać zapórę jako mur wolno stojący, przyjmując grubość muru w połowie wysokości zapory, oraz przyjmując nachylenie przedniej ściany w stosunku 1 : 0,2—1 : 0,1. W tym wypadku otrzymalibyśmy pewne nieznaczne naprężenia rozciągające, dopuszczalne zresztą przy tego rodzaju budowlach, wystawio-

nych raczej na parcie ziemi aniżeli na parcie wody. Przy zastosowaniu nachylenia przedniej ściany w stos. 1 : 0,3 możnaby uzyskać spądanie wody wprost na bruk przez umieszczenie konsoli przelewowej. Który z wyżej opisanych typów zapór byłby tańszy i korzystniejszy, musiałby w każdym poszczególnym wypadku zdecydować inżynier prowadzący budowę.

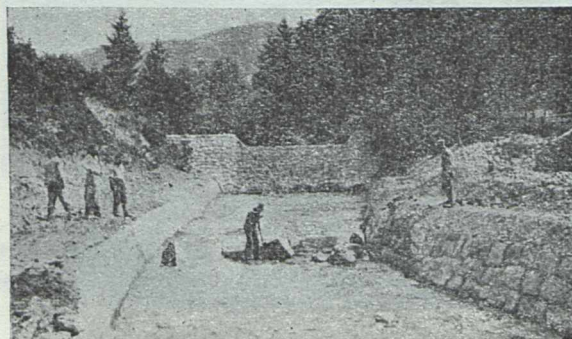
Przy bardzo wielu zaporach wybudowanych tak w dorzeczu Dunajca jak i w innych dorze-



Ryc. 15.

Potok Krośnica. Podwyższona zapora kamienna — poniżej zawikłone odsypiska.

czach, zauważyłem, że bruki zapór umieszcza się za wysoko, wobec czego zachodzi konieczność założenia nowej kaskady poniżej progu, zamykającego basen, oraz konieczność ubezpieczenia przedpola tej kaskady, co pociąga za sobą znowu zwiększenie kosztów budowli. Przeważnie dzieje się to dlatego, że inżynierowie prowadzący budowę chcą w ten sposób uniknąć wykonania głębokiego wykopu. Powinniśmy jednak o ile możliwości zakładać bruk zaporowy tak głęboko,



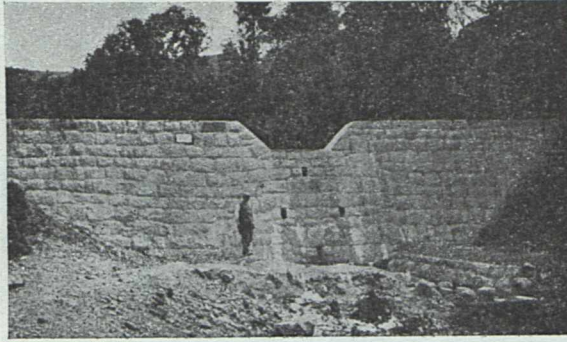
Ryc. 16.

Potok Łomnica. Zapora z kamienia łamanego na zaprawie cementowej. Poniżej łożysko kamienne przechodzące łagodnie w żłób kamienny.

by korona progu zamykającego znalazła się w równej wysokości z dnem łożyska. Czasem jednak założenie kaskady może się okazać tańsze i w tych wypadkach znowu musiałby decydować inżynier prowadzący budowę.

Muszę tu jeszcze zauważyć, że bruki poniżej zapór, stanowiące dno basenu, posiadają zbyt grube wymiary a mianowicie przeciętnie 1 m,

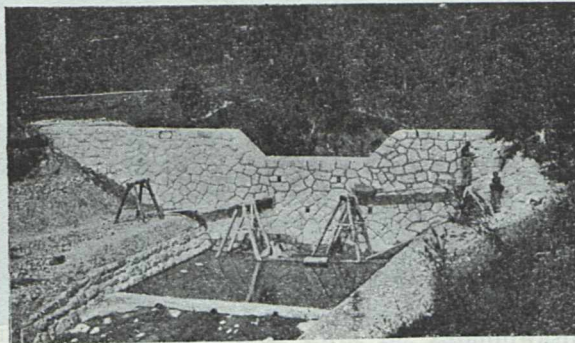
podczas gdy grubość 0,5 do 0,6 m byłaby według mego zdania zupełnie wystarczającą a to z tego powodu, że siła uderzenia spadającej wody osłabia się już poważnie na poduszce wodnej. Natomiast grubość poduszki wodnej, jaką się zwykle stosuje, jest stanowczo niewystarczająca. Brukowane lub betonowe dno basenu będzie bowiem tem lepiej chronione, im grubsza warstwa wody będzie go przykrywać. W wielu wypadkach, a mianowicie o ile fundament zaporowy jest dość głęboko za-



Ryc. 17.

Potok Łomnica. Zapora na bocznym potoku, zwanym Syglarz.

łożony, możnaby wogóle zaniechać zabezpieczenia dna basenu i ograniczyć się tylko do budowy progu zamykającego oraz kierownic. Spadająca bowiem woda może tylko do pewnych głębokości tworzyć wyboje, które przy odpowiednio głębokim fundamencie byłyby nieszkodliwe dla zapory. Przy głębszych wybojach wypełnionych wodą może być siła uderzenia spadającej wody tak dalece osłabiona, że tuż po-

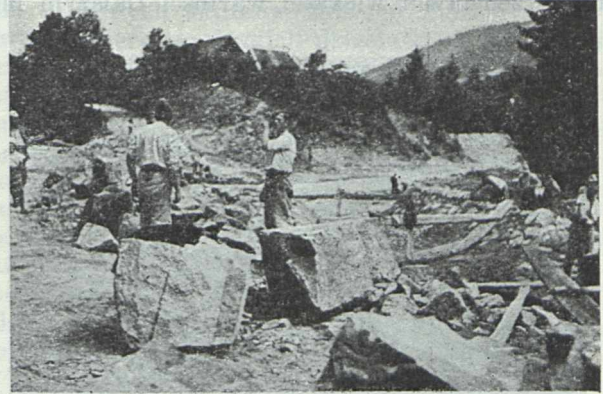


Ryc. 18.

Potok Łomnica. Zapora na bocznym dopływie, Łomnica mała. Bruk zapory zaopatrzony w basen.

nizej wyboju będzie wola już spokojnie odpływać. Ta okoliczność umożliwiłaby przybliżenie do zapory progu zamykającego basen, a temsamem i skrócenie obu kierownic, a zatem i potaniecie budowl. Ze względu na to, że budowa takich zapór wypadłaby znacznie taniej, należałoby w tym kierunku poczynić odpowiednie doświadczenia. Gdyby się okazało w pewnych wypadkach, a mianowicie przy bardzo luźnych gruntach, że spadająca woda two-

rzy za głębokie wyboje zagrażające stałości zapory, możnaby się łatwo zabezpieczyć przed dalszym ich pogłębianiem przez wrzucenie wałców, sporządzonych z siatek drucianych, wypełnionych kamieniami. Dla objaśnienia, jak kosztowna jest budowa bruków podaje, że np. przy zaporze o średniej wielkości np. 3 m wysokości i o górnej szerokości gardła 10 m pochłania bu-



Ryc. 19.

Potok Łomnica. Budowa żłobu kamiennego.

dowa bruku $90 m^3$ kamienia łamanego na cementcie, lub betonu, do czego trzeba jeszcze doliczyć conajmniej $140 m^3$ bardzo kosztownego wykopu ($bruk 90 m^3 + basen 50 m^3$) oraz koszty odwodnienia w czasie budowy.

A teraz omówię najbardziej może nieudane zabudowanie w dorzeczu Dunajca, t. j. zabudowanie potoku Czarnej Wody, wykonane już dawniej. Zabudowanie to składa się z zapór wybudowanych w górnej części potoku, następnie



Ryc. 20.

Potok Kryniczanka. Żłób kamienny.

z regulacji na średnią wielką wodę, która w obrębie miasteczka Łącka przechodzi w łożysko na w. w. w kształcie przekroju trapezowego, zbudowane z kamienia łamanego (ryc. 21), a które po wyjściu poza miasteczko przechodzi znowu w regulację progową z wałami na w. w. Zupełnie niepotrzebnie zastosowano w obrębie miasteczka przekrój trapezowy o nachyleniu szkarp w stosunku 1:1, gdyż przekrój taki zabiera za wiele miejsca. Przy nieznacznym rozszerzeniu dna i nadania mu kształtu łuku

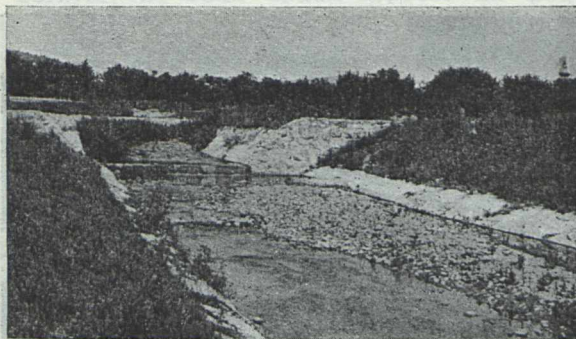
oraz przy nachyleniu murów bulwarowych w stosunku 1:0,2 można było przeprowadzić tę samą objętość wody a równocześnie zaoszczędzić po obu stronach regulacji przynajmniej po 1 m gruntu, co w tym wypadku byłoby dla Łącka bardzo pożyteczną rzeczą, zwłaszcza, że regulacja przebiega w pośrodku rynku. Na taką regulację o szkarpach w stosunku 1:1 można sobie pozwolić tam, gdzie jest dużo miejsca, a grunt nie przedstawia większej wartości. Dalszym błą-



Ryc. 21.

Potok Czarna Woda. Łożysko kamienne na w. w., prowadzące przez rynek w Łącku.

dem jest zupełnie niepotrzebne założenie w kilku miejscach łożyska kamiennego ostrych krótkich łuków i to odwrotnie po sobie następujących, co nie tylko w wysokim stopniu utrudnia swobodny odpływ w. w., lecz także i oszpeca regulację. Wykonujący budowę miał niewątpliwie na względzie tylko oszczędność w budowie z pominięciem wszelkich innych zasad. Starał się tylko zużytkować istniejące łożysko potoku i tak



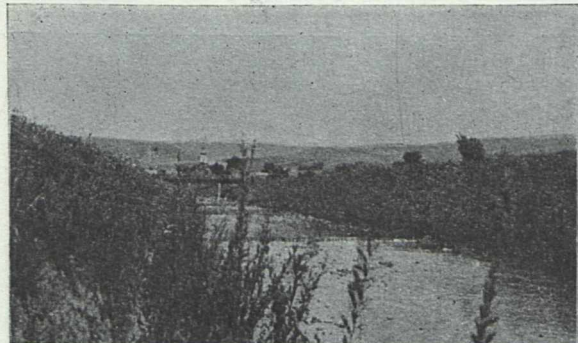
Ryc. 22.

Potok Czarna Woda. Przejście z łożyska kamiennego w regulację progową na w. w., km 0 + 600.

prowadził trasę, jak ono biegło. Przy tego rodzaju kosztownych budowlach, jaką jest regulacja w Łącku, takie drobne oszczędności na wykopach nie były uzasadnione.

W czasie powodzi w r. 1934 został dolny odcinek łożyska kamiennego wybudowany w bardzo ostrym łuku zupełnie zniszczony, a woda obciążona rumowiskiem wdarła się na najurodzajniejsze grunta, zamieniając je na nieużytki. Z tego też powodu starano się to miejsce spe-

cialnie silnie zabezpieczyć przy odbudowie łożyska. W tym celu obrukowano wał wklęsły a obrukowanie oparto na opasce ze skrzyń siatkowych spożywającej na opasce faszynowej. Budowle te spowodowały, że przekrój łożyska musiano odpowiednio rozszerzyć. Dalszą konsekwencją rozszerzenia przekroju była konieczność zwiększenia gardła progę stanowiącego przejście łożyska kamiennego w regulację progową na w. w. Gardło progę rozszerzono z pra-

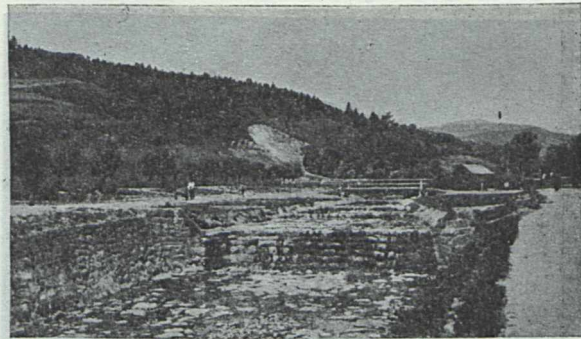


Ryc. 23.

Potok Czarna Woda. Regulacja progowa na w. w., km 0 + 400.

wej strony i stąd na rycinie 22 widać nieosiowe połączenie łożyska kamiennego z regulacją progową na w. w. Na rycinie 22 widać również dobrze zawikloną opaskę, zabezpieczającą wyżej omówione ubezpieczenie wału wklęsłego.

Największym jednak błędem w regulacji jest przejście z kamiennego przekroju trapezowego w przekrój ziemny znacznie szerszy (ryc. 22 i 23) i o mniejszym spadku. Regulacja z wałami



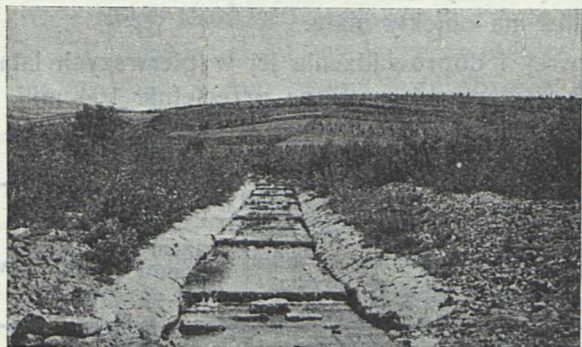
Ryc. 24.

Potok Czarna Woda. Przejście z regulacji progowej na śr. w. w. w łożysko kamienne na w. w.

ziemnymi zaczyna się tam, gdzie kamienne łożysko trapezowe opuszcza zwarty kompleks domów. Woda posiadająca w przekroju kamiennym znaczną siłę żywą, unosi rumowisko, które wskutek nagle zmienionych warunków odpływu musi osadzać w łożysku ziemnym, co się też rzeczywiście dzieje. Ze względu na zmniejszający się spadek należało zrobić raczej przeciwnie, a mianowicie zmniejszyć współczynnik szorstkości i zwiększyć promień przekroju. Wa-

dliwe jest także przejście regulacji progowej na średnią w. w., do łożyska kamiennego. Przy regulacji progowej na śr. w. w., woda rozlewa się szeroko po zwirowiskach i dlatego też należało ją wprowadzić do łożyska kamiennego za pomocą obustronnych wałów usytuowanych w kształcie leja, czego jednak zaniechano z tym skutkiem, że w. w. zamiast wpływać do łożyska kamiennego, może je z łatwością obejść (ryc. 24).

Dopływ Czarnej Wody, potok Zakiczyński zregulowano na śr. w. w., a budowę wykonano odpowiednio (ryc. 25).



Ryc. 25.

Potok Zakiczyński. Regulacja progowa na śr. w. w. z ubezpieczeniem brzegów za pomocą opasek kamiennych.

Z powyższego widać, że tak wykonanie projektu na zabudowanie potoku Czarnej Wody, jak i reambulacja jego a wreszcie wykonanie samej budowy pozostawiają wiele do życzenia. Jestem zdania, że tak inżynier sporządzający projekt, jak i komisja reambulacyjna mogą ostatecznie przeoczyć niejeden szczegół, jednakże wykonujący już budowę powinien ewentualne błędy projektu zauważyć i usunąć. Trzymanie się bowiem bezkrytycznie projektu przy tego rodzaju budowlach daje jak najniekorzystniejsze wyniki.

Na pewne usprawiedliwienie tego nieudalnego zabudowania możnaby naprowadzić tę okoliczność, że do niedawna jeszcze uważano zabudowania potoków za budowle nie wywierające większego wpływu na gospodarkę wodną i dlatego też starano się je projektować jak najtaniej.

Charakterystyczną jest rzeczą, że mimo wydania bardzo znacznych kwot na zabudowania

w dorzeczu Dunajca w jesieni 1934, a przede wszystkim w r. 1935, a więc prawie bezpośrednio po katastrofalnej powodzi w r. 1934 i mimo olbrzymiej kampanji prowadzonej w sprawie zalesień stoków górskich, Zarząd Wodny nie podjął w tym kierunku żadnej akcji, a tylko swą działalność skierował na solidne wykonanie samych zabudowań. Jest to zupełnie słuszne ujęcie sprawy, gdyż zabudowania potrzebne są zaraz, a pełnych skutków zalesień możemy oczekiwać dopiero po długich dziesiątkach lat. W tej chwili, gdy każdy grosz musi być jak najbardziej celowo użyty, nie można inaczej postępować, jak tylko w pośpiesznym tempie wykonywać zabudowania, a zalesienia stoków z wyjątkiem bezpośrednio zagrożonych, odłożyć na później, jakkolwiek korzystniej byłoby obie te czynności wykonywać równocześnie. Rok 1934 wykazał nam, że celowe i solidnie wykonane zabudowania potrafią się oprzeć nawet tak katastrofalnym powodziom, mimo ogołoconych z lasów zlewni.

W kwietniu br. zamieścił inż. G. Strele z okazji 50-lecia (1884—1934) działalności około zabudowania górskich potoków na terenie byłej Austrii w Nrze 7 czasopisma „Wasserkraft u. Wasserwirtschaft“ sprawozdanie, w którym czytamy, że głównej roli w uporządkowaniu gospodarki wodnej nie przypisuje on zalesieniu, lecz zabudowaniom, które dopiero później należy uzupełnić i zabezpieczyć zalesieniami. Strele uważa zabudowania jako czynności podstawowe, a zalesienia jako czynności uzupełniające. W dalszych swych wywodach stwierdza on korzystną działalność lasów, jak również i tę właściwość, że przy długotrwałych opadach, a zwłaszcza nawalnych, zdolność retencyjna lasów bardzo szybko się wyczerpuje. Sądzi dalej, że przedewszystkiem należałoby dążyć do poprawy gospodarki w istniejących lasach oraz do unikania wszystkiego, co przyczynia się do dewastacji lasów jak i samego gruntu leśnego.

Trzeba tutaj nadmienić, że inż. Strele, który już zwyż 50 lat temu rozpoczął swoją działalność przy zabudowaniu górskich potoków, jako kierownik licznych zabudowań oraz bystry obserwator a potem autor licznych publikacji z tej dziedziny, może być uważany za jednego z najlepszych znawców w sprawach zabudowań potoków.

MEMORIAŁ

wystosowany do Pana Prezesa Rady Ministrów w sprawie robót inwestycyjnych.

(Dokończenie).

II. Roboty drogowe. Według dat z 1 kwietnia 1934, posiadamy w Państwie dróg bitych we wszystkich kategoriach administracyjnych 58.322 km, dróg gruntowych 277.915 km; w przecięciu odpowiada to 15 km na 100 km² drogi z nawierzchnią twardą, oraz około 71 km na 100 km² dróg gruntowych. Stosunki obecne niewiele się różnią od podanych. Na tle tych cyfr, widzimy ogromne upośledzenie Polski w rozbudowie sieci dróg o trwałej nawierzchni, dające się tem dotkliwiej

odczuwać, iż rozmieszczenie jej jest bardzo niejednorodne. Kiedy np. na Śląsku stosunki są zupełnie zadowalniające, gdyż odnośny współczynnik wynosi $53 \text{ km}/100 \text{ km}^2$, w Małopolsce $21 \text{ km}/100 \text{ km}^2$, to w Województwach wschodnich mamy zaledwie $2 \text{ km}/100 \text{ km}^2$. Nadto trzeba podnieść jeszcze jeden moment. Pod kategorię dróg „bitych“ — zaliczone zostały w powyższym zestawieniu te wszystkie drogi, które kiedykolwiek posiadały twardą nawierzchnię; dzisiaj są to często zupełne ruiny, nie zasługujące zupełnie na miano drogi w nowoczesnym pojęciu.

Jeżeli mowa o programie robót drogowych, to całość tego zaganiaenia podzielić należy zasadniczo na 4 grupy:

1. utrzymanie dotychczasowej sieci drogowej,
2. dalsze zagęszczenie jej w partjach ubogo w drogi wyposażonych,
3. unowocześnienie jezdni na traktach silniej uczęszczanych,
4. budowa nowych i przebudowa starych mostów na objekty stałe.

ad 1. Utrzymanie dotychczasowej nawierzchni drogowej i doprowadzenie jej w pierwszych latach do stanu pełnej używalności na drogach bitych i ziemnych wymaga przeciętnie 104 milj. zł. rocznie, a to według następującego zestawienia:

Kategoria dróg	Drogi bite			Drogi gruntowe			Sumarycznie milionów zł.
	długość km	koszt roczn. utrzym. zł.	razem milionów zł.	długość km	koszt roczn. utrzym. zł.	razem milionów zł.	
Państwowe	14.293	2.500	35,8	3.507	600	2,1	37,9
Wojewódzkie	10.832	2.000	21,7	3.968	500	2,0	23,7
Powiatowe	22.592	1.000	22,6	13.635	300	4,1	26,7
Gminne	10.605	1.000	10,6	256.805	20	5,1	15,7
Razem	58.322		90,7	277.915		13,3	104,0

Pozatem rokrocznie pewna ilość dotychczas ziemnych dróg państwowych, wojewódzkich i powiatowych powinna być zaopatrzona w jezdnię twardą. O drogach gminnych nie wspominamy, gdyż drogi ziemne tej kategorii przedstawiają typ arterii gospodarskich, o charakterze polnym. Jeżelibyśmy całą akcję, złączoną z tą przebudową rozłożyli na lat 30, natenczas przy ogólnej długości tych dróg 21.110 km , wypadłoby pokryć rocznie nawierzchnią tłuczniową około 700 km , co przy aproksymatywnym koszcie 15.000 zł. za 1 km — spowodowałoby wydatek roczny $10,5 \text{ mil. zł.}$

ad 2. Program budowy nowych dróg musimy oczywiście dostosować do naszych trudnych warunków ekonomicznych i z góry powiedzieć sobie, że nawet w okresie dwóch generacji nie będziemy mogli dojść do gęstości tej sieci drogowej, jaka charakteryzuje np. Francję ($105 \text{ km}/100 \text{ km}^2$), lub choćby Niemcy ($49 \text{ km}/100 \text{ km}^2$). Aspiracje nasze muszą być skromniejsze, a jako program minimalny uważamy przeciętnie znamię $30 \text{ km}/100 \text{ km}^2$, do którego nasza sieć drogowa powinna być uzupełnioną w okresie lat 50 tak, byśmy po upływie tego czasu mogli rozporządzać około 120.000 km dróg z twardą nawierzchnią. Wypadnie z tego konieczność rocznego wykonania około 800 km nowych dróg, co przy przeciętnej cenie 1 km w kwocie 40.000 zł. spowoduje roczny wydatek 32 mil. zł.

ad 3. Rozpatrując problem drogowy należy niezapominać o sprawie motoryzacji ruchu. Polska znajduje się pod tym względem chwilowo w pozycji, którą nazwać należy katastrofalną. Czem jest motoryzacja ruchu drogowego na wypadek wojny, pouczają najlepiej ostatnie wypadki abisyńskie. Na myśl o ilości motorów, które mielibyśmy dziś do dyspozycji w wypadku wojny z którymkolwiek naszym sąsiadem, ogarnia przerażenie każdego myślącego Polaka. Rzecz jasna, że rezerwoarem, z którego Państwo uzupełniać będzie, przynajmniej w pierwszych okresach wojny, swój park samochodowy, powinien być cywilny zapas samochodów. Wynika z tego nieodzowna konieczność jak najenergiczniejszego popierania nabywania przez ludność pojazdów motorowych. Ostatnie dekryty rządowe w tej dziedzinie zdają się, może zbyt ostrożnie, zmierzać w tym kierunku.

Dlaczego sprawę tę tak silnie akcentujemy omawiając planowe roboty inwestycyjne? Czynimy to z tej prostej przyczyny, że jednym z ważnych czynników, przyspieszających rozwój motoryzacji ruchu — jest dobra i w nowoczesną jezdnię zaopatrzona droga. Konie-

czność unowocześnienia nawierzchni drogowej zrozumiał doskonale cały świat cywilizowany. Francja przystosowała do ruchu motorowego już 80% swych dróg, Niemcy 68%, Włochy 51% i t. p. Stoimy więc przed koniecznością jak najszybszego nadrobienia zaniebagań i w tej dziedzinie, ażeby choćby w drobnej mierze upodobnić się do państw kulturalnych.

Ułożenie programu gospodarczego w tej grupie, jest bardzo trudne, gdyż jest niemożliwością w tej chwili przewidzieć należyście wszystkie momenty, które odegrać mogą decydującą rolę. Jeżeli będziemy bardzo skromni i postawimy sobie jako wytyczną, iż po upływie lat 50 powinniśmy posiadać co najmniej 25% ówczesnych dróg z unowocześnioną nawierzchnią, natenczas czeka nas przeciętnie w każdym roku konieczność przebudowy 600 km dróg, co wymagałoby corocznych wydatków w kwocie po 90 mil. zł.

ad 4. Obecna sumaryczna długość mostów na drogach państwowych wynosi około 90.000 mb — z czego 15.000 mb przypada na mosty stałe rozmaitego typu, zaś 75.000 mb na mosty drewniane. W okresie lat 50, na który należałoby rozłożyć przebudowę mostów drewnianych na stałe, przybędzie nam pewna ilość nowych dróg, jak poprzednio wspomniano w sumarycznej ilości około 40.000 km, z czego na drogi państwowe około 1/3, t. j. 13.000 km. Na drogach tych długość mostów będzie wynosiła (obliczona proporcjonalnie do stanu obecnego) około 65.000 m. Razem w 50-letnim okresie będziemy musieli przebudować na stałe 75.000 + 65.000 = 140.000 mb mostów, co rozłożone na lat 50, daje rocznie 2.800 mb nowych mostów; przy cenie około 4.000 zł. za mb, otrzymujemy roczną kwotę 11,2 mil. zł. Nadto trzeba pamiętać, że w tym stosunkowo długim okresie czasu będziemy musieli budować i odbudowywać także mosty drewniane, gdyż odrazu nie potrafimy przeprowadzić zamiany wszystkich, na mosty stałe. Jeżeli przyjmiemy, że rocznie trzeba będzie wykonywać przeciętnie około 2.000 mb tymczasowych mostów drewnianych, natenczas koszt z tego tytułu wyniesie około 1,2 mil. zł. (600 zł./mb). Razem przeto z kwotą poprzednio obliczoną potrzeba będzie na mosty przeznaczyć 12,4 mil. zł. rocznie:

Zestawienie całości rocznych wydatków na wszystkie wymienione od 1—4 roboty drogowe w zakresie dróg państwowych i samorządowych zamyka się kwotą 306 milionów zł.

Jest to wydatek roczny, który przy najbardziej skromnym programie czeka nas w najbliższej przyszłości, jeśli chcemy jako tako dostosować się do nowoczesnych warunków drogowych.

Ze względu na rozmiary tych robót, ich znaczenie i celowość wykonania, koniecznym okazuje się scentralizowanie całej tej akcji w odpowiedniej naczelnej Władzy państwowej, która nie obciążona innymi rozległymi, a często konkurencyjnymi agendami, mogłaby w przyjętym 50-letnim okresie sprostać temu wielkiemu zadaniu, o państwowo pierwszorzędnym znaczeniu.

III. Inwestycje kolejowe. W tym dziale Polskie Towarzystwo Politechniczne ogranicza się do przedłożenia tylko programu regionalnego, dotyczącego ziem południowo-wschodnich.

Małopolska była za czasów zaborczych odcięta od Kongresówki kordonem granicznym, a rząd rosyjski utrudniał wszystkimi sposobami komunikację i stosunki gospodarcze, kulturalne etc. między obydwoma dzielnicami. Wynikiem tej polityki był fakt, że przed wybuchem wojny na granicy austriacko-rosyjskiej, między stacjami Trzebinia a Podwołoczyskami, na przestrzeni 572 km, istniało tylko jedno połączenie kolejowe w Brodach; ponadto po stronie b. Galicji istniały ślepe linie kolejowe, dochodzące do granicy rosyjskiej, jak koleje Kraków—Kocmyrzów, Tarnów—Szczucin, Lwów—Bełzec, Jarosław—Sokal, Lwów—Stojanów i Tarnopol—Zbaraz—Łanowce, bez połączenia po stronie zaboru rosyjskiego. W czasie wojny, armje operujące na terenie b. Galicji, zbudowały odcinki Bełzec—Rejowiec, Sokal—Włodzimierz i Sapieżanka—Krystynopol, wreszcie na terenie Kongresówki odcinek Sandomierz—Skarżysko. Powstały stąd nowe połączenia między dawnymi zaborami. Od chwili powstania niepodległej Polski, ten stan powojenny doznał tylko tej zmiany, że Kraków otrzymał przez Miechów najkrótsze połączenie z Warszawą, a kolej Lwów—Stojanów została przedłużoną do Łucka, tworząc nowe połączenie międzydzielnicowe. Mimo to sieć kolejowa po jednej i drugiej stronie dawnej granicy nie jest związana i w tej okoliczności leży może poniekąd niepomyślny fakt, że obszary nadgraniczne stanowią odrębne strefy gospodarcze, nie utrzymujące między sobą stosunków, tak jak to było za czasów panowania zaborców. Zaniebanie w dziale inwestycji kolejowych odbiły się szczególnie dotkliwie na Lwowie, którego ekscentryczne położenie w południowo-wschodnim zakątku Rzeczypospolitej, wymaga szczególnego uwzględnienia przy ustaleniu programu rozbudowy sieci kolejowej. Najwymowniejszym dowodem tego zaniebania jest fakt, że Lwów, najbardziej oddalony ze wszystkich stolic dzielnicowych od Warszawy, posiada

najniegodniejsze połączenie kolejowe ze stolicą. Mamy dziś trzy drogi do Warszawy, lecz żadna z nich nie odpowiada wymogom ważnej magistrali łączącej dwa wielkie centra gospodarcze i stanowiącej szlak o wielkim, międzynarodowym znaczeniu: Bałtyk — Morze Czarne.

Najkrótsza droga przez Bełzec—Rejowiec—Lublin, 454 km długa, obejmuje szlak kolei lokalnej Lwów—Bełzec i odcinek „wojenny“ Bełzec—Rejowiec, nie nadaje się do ruchu szybkich i ciężkich pociągów. Czas jazdy tą drogą wynosi dla pociągów przyspieszonych 10 godz. Druga linia, którą do niedawna były kierowane pociągi pośpieszne ze Lwowa do Warszawy, prowadzi przez Przeworsk—Rozwadów—Lublin, mierzy 514 km i obejmuje kolej lokalną Przeworsk—Rozwadów, oraz odcinek „wojenny“ Rozwadów—Lublin; tem samem nie dopuszcza biegu ciężkich, pośpiesznych pociągów o większej szybkości. Czas jazdy na tej linii wynosił 8.05 godz. Te czasy jazdy nie dałyby się skrócić ze względu na charakter poszczególnych odcinków. Trzecia droga, którą od roku prowadzi się pociągi pośpieszne ze Lwowa do Warszawy przechodzi przez Przeworsk—Rozwadów—Skarżysko—Radom. Długość tej drogi wynosi 491 km. W jej skład wchodzi znowu kolej lokalna Przeworsk—Rozwadów i odcinek „wojenny“ Rozwadów—Skarżysko, a czas jazdy wynosi 7.38 godz. wzgl. 8.22 godz.

Jak z powyższego zestawienia wynika, nie ma dotychczas bezpośredniego połączenia Lwowa z Warszawą za pośrednictwem magistrali, jakie łączą inne stolice dzielnicowe z Warszawą. Takie połączenie przewiduje program rozbudowy sieci kolejowej, uchwalony przez b. Państwową Radę Kolejową na posiedzeniu dnia 31. października 1929, a mianowicie przez przebudowę kolei lokalnej Lwów—Bełzec na magistralę i budowę nowego odcinka Bełzec—Lublin. Odległość między Lwowem i Warszawą doznałaby tą drogą skrócenia do 415 km. Mimo, że budowa tego połączenia była wstawiona w program na pierwszym miejscu kolejności, po liniach Warszawa—Radom i Kraków—Miechów, które są od dwóch lat zbudowane i uruchomione i mimo, że budowa szeregu innych linii kolejowych, które były wstawione na dalszych miejscach kolejności, została rozpoczęta, bezpośrednie połączenie Lwowa z Warszawą nie jest objęte żadnym programem inwestycyjnym bliskiej przyszłości. Potrzeba tego połączenia jest przez koła gospodarcze Wschodniej Małopolski uznawaną od chwili wskrzeszenia niepodległej Polski, z następujących powodów:

1. Skrócenie czasu i potaniecie jazdy między Lwowem a stolicą,
2. Połączenie wschodnio-południowych województw z Warszawą i portami bałtyckimi,
3. Połączenie portów Morza Czarnego — z portami Morza Bałtyckiego,
4. Wymogi obrony Państwa,
5. Względy na interesy miasta Lwowa, — trzeba bowiem wcześniej ustalić drogę transportu towarów z Bałkanów, portów Morza Czarnego i Salonik na północ i do portów Morza Bałtyckiego i ustalić ją w ten sposób, aby ta droga prowadziła przez Lwów, zanim te transporty obiorą sobie inny kierunek,
6. Względy na ekonomię gospodarki P. K. P., gdyż obecnie transporty towarów są przewożone z południowego wschodu na północ, drogą okrężną, liniami kolei lokalnych lub wojennych, nie nadających się do prowadzenia ciężkich pociągów towarowych, co powoduje znacznąwyżkę kosztów eksploatacji.

Te ważne momenty gospodarczej natury i wymogów obrony Państwa dostatecznie motywują **nagłą** potrzebę naprawienia dawnych zaniedbań; Powołujemy się tu na uchwałę Państwowej Rady Kolejowej z dnia 31. października 1929 i na liczne memorjały miast Lwowa i Lublina, Polskiego Towarzystwa Politechnicznego, Lwowskiej Izby Przemysłowo-Handlowej i t. d.

Pierwszym i najpilniejszym postulatem Wschodniej Małopolski i miasta Lwowa dotyczącym programu inwestycyjnego w dziedzinie kolejnictwa jest zatem jak najrychlejsza budowa odcinka kolejowego Bełzec—Lublin i przebudowa kolei Lwów—Bełzec na magistralę.

Program rozbudowy sieci kolejowej, ustalony swego czasu przez Państwową Radę kolejową zawiera ponadto następujące nowe linie kolejowe we Wschodniej Małopolsce:

1. Krasne—Sapieżanka,
2. Dunajów—Złoczów,
3. Sokal—Hrubieszów—Chełm,
4. Korszów—Nieżwiska—Buczacz,
5. Zborów—Krzemieniec,
6. Borysław—Tustanowice—Mrażnica.

W programie inwestycyjnym najbliższych lat powinna być zatem uwzględniona na pierwszym miejscu przebudowa kolei Lwów—Bełzec i budowa odcinka Bełzec—Lublin, a na drugim miejscu

budowa linii Krasne—Sapieżanka. To połączenie kolejowe o długości 32 km i nieznacznym koszcie budowy, posiada podwójne znaczenie. Stanowi ono skrócenie drogi dla transportów z tarnopolskiego i stanisławowskiego województwa do Warszawy, Gdańska i Gdyni, a pozatem zbliża okolice czarnoziemiu powiatu sokalskiego do budującej się cukrowni w Tarnopolu, wobec czego połączenie Krasne—Sapieżanka zyska na znaczeniu. Roboty koło przebudowy, względnie budowy trzech wyżej wymienionych odcinków powinny być podjęte także z tego względu, żeby zatrudnić bezrobotnych Wschodniej Małopolski, dla których zatrudnienia program inwestycyjny, o ile jest dotychczas znany, nie przedstawia dostatecznego pola pracy.

W dalszym rzędzie należy uważać budowę linii Sokal—Hrubieszów—Chełm za ważny postulat Lwowa i Wschodniej Małopolski, gdyż ta linia stworzy nowe, drugie połączenie (obok Lwów—Bełzec—Lublin) z Warszawą i portami bałtyckimi. Po zbudowaniu odcinka Dunajów—Złoczów, droga przez Hrubieszów—Chełm będzie najkrótszą linią eksportową dla południowo-wschodnich kresów Rzeczypospolitej. Hrubieszów połączony bezpośrednio linią kolejową ze Lwowem, będzie wciągnięty w sferę atrakcyjną Lwowa, pod względem gospodarczym i kulturalnym.

Z innych linii kolejowych w Małopolsce podkreśla P. T. P. konieczność jak najrychlejszej budowy linii Nowy Sącz—Szczawnica, ze względu na ważny teren zdrojowiskowo-lotniskowy, jak również na eksploatację kamieniołomów andezytu pod Czorsztynem, ważną dla wszystkich większych miast Polski.

IV. Budownictwo. Ostatnim ważnym czynnikiem w ogólnym programie inwestycyjnym, jest budownictwo, które należy do robót szybko rentujących się, przytem posiada tę zaletę, że uruchamia kapitały prywatne, a w stosunkowo nieznacznym stopniu opiera się na kapitale państwowym.

W Polsce, w dziedzinie tej może znaleźć zatrudnienie około 600 tysięcy pracowników, przy równoczesnym wybitnym działaniu na wzrost konsumpcji produktów przemysłowych, oraz rozwój pokrewnych przemysłów i warsztatów pracy.

Utrzymanie tego działu na odpowiedniej wyżynie i jednolitym poziomie ma przeto dla uzdrowienia stosunków gospodarczych Państwa pierwszorzędne znaczenie.

Udział Państwa w budownictwie lądowym objawia się u nas w formie dwojakiej:

- a) budownictwa dla celów państwowych, finansowanego przez Państwo w całości:
- b) budownictwa prywatnego, popieranego finansowo przez Państwo.

ad a) Jeżeli chodzi o pierwsze, to w całej dotychczasowej akcji Państwa uderza bezprogramowość, oraz brak jednolitych kryteriów dla oceny potrzeb budowlanych. Inicjatywa budowlana jest dorywcza, przypadkowa, w zależności od wpływów i stosunków poszczególnych resortów i osób, a często bez liczenia się z możliwością finansową Państwa. Stąd liczne budowy rozpoczęte, marnieją bez możności ukończenia. Również poziom budownictwa państwowego jest wysoce niejednolity. Gdy w poszczególnych wypadkach wyrzuca się miliony bez istotnej potrzeby dla zadowolenia ambicji reprezentacyjnych — w innych stosuje się biurokratyczne szykany i obniża się poziom do granic uniemożliwiających jakie takie wykonanie.

Aby ten dział budownictwa państwowego postawić na należyty i celowy poziomie gospodarczym, należy ustalić program conajmniej na lat 10, przy zapewnieniu regularnego finansowania tego programu. W programie należałoby przestrzegać ściśle zasady równomiernego i rzeczowego traktowania potrzeb budowlanych całego Państwa we wszystkich resortach. Szczególniej zwrócić należałoby uwagę na postawienie gmachów w tych wszystkich wypadkach, gdzie na pomieszczenie urzędów, szkół, zakładów państwowych etc. używa się domów prywatnych, najczęściej nieodpowiednich, a powodujących wielkie wydatki budżetowe na czynsze. Na podobne budynki gospodarcze uzasadnione byłoby wskazane zaciągnięcie osobnej pożyczki budowlanej.

ad b) Popieranie budownictwa prywatnego przez Państwo przechodziło w Polsce szereg faz. W początkach panowała dość mglista ideologia o nastawieniu antykapitalistycznym. Wyłączne popieranie spółdzielni i instytucji kosztem osób prywatnych, doprowadziło do zupełnego zabicia inicjatywy prywatnych kapitalistów i wydało naogół złe rezultaty. Na szczęście, od kilku lat stosunki uległy zasadniczej poprawie. Dzięki zmianie orjentacji, kapitał prywatny został do budownictwa wciągnięty, ze skutkiem dodatnim.

Ma to bezsprzecznie duże znaczenie dla gospodarstwa państwowego, szczególnie w obecnej dobie kryzysu, kiedy źródła inicjatywy finansowej Państwa okazują się niedostateczne.

Słabą stroną tej akcji jest niedostateczność środków kredytowych na popieranie budownictwa. Jedynym źródłem jest Bank Gospodarstwa Krajowego. Stosunki w czasach ostatnich uległy raczej

pogorszeniu, gdyż instytucje finansowe prywatne, na skutek systematycznej obniżki cen budowy i komornego, wstrzymują się od finansowania budownictwa prywatnego.

Wskutek polityki deflacyjnej państwa, oraz nieregularnego udzielania kredytów — ceny budowy np. we Lwowie wykazują olbrzymie skoki:

I tak w r. 1926 cena m^3 średniej budowy wynosi 40 zł.

1927	„	„	„	„	45	„
1930	„	„	„	„	65	„
1935	„	„	„	„	32	„
obecnie	„	„	„	„	30	„

w tym samym okresie czynsze mieszkań spadły w granicach od 10 do 55% zależnie od wielkości mieszkania.

Stosunki takie nie sprzyjają oczywiście pewności kalkulacji i zainteresowaniu kapitału prywatnego w budownictwie. Jeżeli mimo to obserwujemy dość ożywiony ruch budowlany prywatny — to jest on raczej wyrazem ucieczki przed pieniądzem, a nie dążeniem do racjonalnej lokaty kapitału.

Tendencje istniejące wśród szerokich warstw społeczeństwa, posiadania własnego domu — należy wzmocnić i utrwalić, przede wszystkim przez ustalenie na szereg lat, stałych i wystarczających norm kredytowania, oraz zapewnienie rentowności i racjonalnej kalkulacji budownictwu prywatnemu.

Większość niedomagań w przytoczonych wyżej działach gospodarstwa państwowego ma swoje źródło nie tylko w braku odpowiednich kapitałów inwestycyjnych, lecz przede wszystkim w wadliwej i dorywczej organizacji na tem polu.

Jeżeli spojrzymy na poczynania organizacyjne ostatnich lat, to musimy bez zastrzeżeń przyznać, że zmarnowaliśmy nasz dorobek organizacyjny z pierwszych 12-tu lat odrodzonej państwowości, rozwiązując Ministerstwo Robót Publicznych, rozbijając jego agendy między sześć resortów, przenosząc mnóstwo wybitnych i doświadczonych urzędników — inżynierów na emeryturę i skreślając dotacje budżetowe na roboty publiczne. Popsuły się drogi, nawet w ośrodkach o wysokiej kulturze (dość wspomnieć drogi w okolicy Krakowa i gościniec Kraków—Lwów, którym dziś prawie przejechać nie można), stanęły roboty regulacyjne na Wiśle, Dniestrze i ich dopływach, powódzie niszczą kraj i resztki dawnych robót regulacyjnych, utknęła sprawa meljoracji Polesia, o budowie dróg wodnych niema mowy i t. p.

A tymczasem wszędzie naokoło Polski wre gorączkowa praca — państwa podejmują wielkie roboty publiczne, nie tylko aby dać ludziom pracę, ale aby podnieść kraj na najwyższy poziom kultury technicznej.

Jakkolwiek sprawiedliwość nakazuje przyznać, że w ostatnich latach objawiają się wysiłki i rodzi się zrozumienie ważności robót publicznych dla przyszłości i obronności kraju, to jednak naogół inwestujemy i budujemy w tej dziedzinie, w stosunku do naszych potrzeb i w stosunku do wielkiej podaży rąk do pracy — zbyt mało.

Rozdrobniony kapitał inwestycyjny na poszczególne Ministerstwa resortowe, tworzenie rozmaitych funduszy specjalnych, jak Fundusz Pracy i Bezrobocia, którymi administruje Ministerstwo Opieki Społecznej bez należytej organizacji technicznej wykonywanych robót, brak koordynacji w działalności technicznej poszczególnych resortów, oraz wieczna dorywczość w pracach inwestycyjnych, wynikająca z braku ogólnego, przemyślanego programu, prowadzi w konsekwencji do marnotrawienia w znacznym stopniu nawet skromnych środków, jakie dziś posiadamy na roboty publiczne.

Pierwszym zatem krokiem na drodze do uzdrowienia stosunków w naszej gospodarce inwestycyjnej musi być utworzenie jednolitego, fachowego i formalnie za całość inwestycji odpowiedzialnego Ministerstwa Spraw Technicznych, oddanie do jego dyspozycji wszelkich funduszy inwestycyjnych rozprószonych dziś w poszczególnych Ministerstwach resortowych, łącznie z funduszem pracy. Wówczas stworzenie ogólnego celowego programu gospodarczego, jak również realizowanie go, będzie o wiele łatwiejsze i racjonalniejsze, niż w warunkach obecnych.

L. 543/36.

We Lwowie, dnia 31. sierpnia 1936 r.

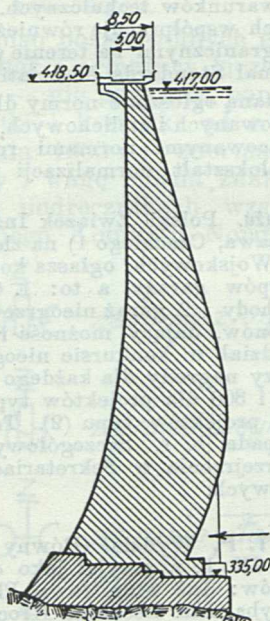
POLSKIE TOWARZYSTWO POLITECHNICZNE WE LWOWIE.

Przegląd czasopism technicznych

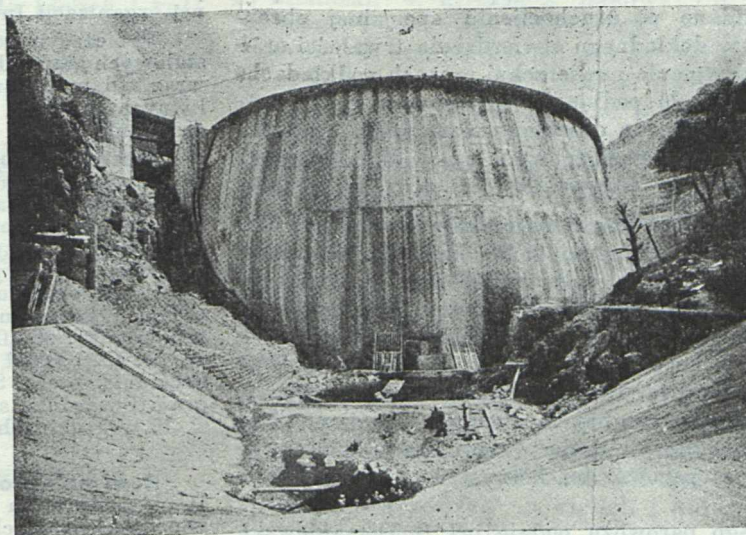
Budownictwo wodne

Zakład o sile wodnej na Dordogne, pod Marèges we Francji, otwarty w roku bieżącym, wykonany został na mocy koncesji, udzielonej Kompanii Orleańskiej dla potrzeb elektryfikacji jej sieci. Dorzecze zamknięte przegradą doliny wynosi 2500 km^2 , spód wyzyskany 75 m , objętość średnia roczna $65 \text{ m}^3/\text{sek}$, moc normalna $33\,000 \text{ kW}$, jednak centrala ta ma służyć również jako zakład szczytowy dla rejonu paryskiego, dlatego moc instalowana jest tu prawie czterokrotnie większa i wynosi $128\,000 \text{ kW}$, a wyprodukowany prąd przechodzi głównym przewodem o napięciu $220\,000 \text{ V}$ do Paryża.

Przegroda doliny jest typu zupełnie nowoczesnego i tworzy sklepienie o podwójnym zakrzywieniu, przyczem oparto się tu na wzorach amerykańskich. Jest to jedna z pierwszych sklepionych przegród we Francji, a największa tego typu w Europie. Ryc. 1 przedstawia przekrój poprzeczny, ryc. 2 widok od strony górnej, tj. od strony wypróżnionego zbiornika, o pojemności uzyskanej 35 milionów m^3 .



Ryc. 1.



Ryc. 2.

Główne wymiary są następujące: największa wysokość 90 m , długość w koronie 247 m , grubość w koronie 3 m , grubość w części najniższej 19 m (dalej u spodu nie rozszerzono, aby ograniczyć szerokość fundamentu), promień łuku zewnętrznego, w koronie 100 m , u spodu 80 m , cały wykop $50\,000 \text{ m}^3$, cała kubatura betonu $185\,000 \text{ m}^3$. Od strony górnej dano kotwy pionowe, przechodzące wzdłuż całej wysokości, o napięciu wstępnym, celem wzmocnienia muru z uwagi na ciężar własny przy zbiorniku wypróżnionym.

Do wypróżnienia zbiornika służą dwie galerie (rury) u spodu o średnicy $1,90 \text{ m}$, zamykane od strony górnej i dolnej; dla odprowadzenia wielkiej wody wykonano trzy otwory w koronie prawego przyczółka $7,5 \times 5 \text{ m}^2$, zamykane zasuwami — mogą one odprowadzić $700 \text{ m}^3/\text{sek}$. Na le-

wym brzegu wykonano w tym celu dwie galerie, mogące odprowadzić łącznie $2000 \text{ m}^3/\text{sek}$, z prędkością $23 \text{ m}/\text{sek}$. Największa wielka woda dotychczas znana wynosi $1500 \text{ m}^3/\text{sek}$, a więc istnieje duża pewność.

W zakładzie o sile wodnej ustawiono 4 turbiny po $34\,000 \text{ kW}$ i 2 pomocnicze po 2200 kW . Roboty wykonało w części państwo (przegrodę, przewody, budynki etc.), w części Kompania Orleańska (wyposażenie zakładu o sile wodnej). Zastosowano tu beton plastyczny, transportowany z użyciem wież, oraz ubijanie zapomocą przyrządów wibracyjnych. Uzyskano zupełną szczelność materiału; przy ciśnieniu w otworach wierconych wynoszącym 10 kg na 1 cm^2 absorbcja była dokładnie zero. Ścianę górną pokryto wyprawą, uzbrojoną siatką o oczkach 30 mm i grubości drutu 2 mm , oraz podwójną powłoką bitumiczną. Referat, z którego te dane czerpiemy (*La Technique des Travaux* 1936, luty), stwierdza, że jest to ostatni zakład o sile wodnej jaki się teraz wykonuje, gdyż obecnie panuje we Francji zniechęcenie do zakładów o sile wodnej. Przypomina jednak zdanie twórcy tego zakładu i znakomitego praktyka inż. Coyne, że przy ocenie opłacalności zakładu o sile wodnej trzeba

uwzględnić to, że przegroda trwa kilka setek lat, a turbiny kilka dziesiątków lat. Dr. M. M.

Mosty

Przebudowę małych mostków i przepustów kolejowych omawia w *Cemencie* (1936, str. 100) inż. Zygmunt Pałka. Wykonanie mostka tymczasowego nad przepustem mającym się wykonywać jest kosztowne, zabiera wiele czasu i wymaga zmniejszenia chyżości pociągów na czas budowy. Inż. Pałka podaje sposób wybudowania przepustu rurowego bez tymczasowego mostka. Dr. M. Thullie.

Żelazobeton

Projektowanie belek żelbetowych zginanych z uwzględnieniem najmniejszej wysokości i ciężaru własnego nap. inż. Emil Łazoryk, Katowice 1936.

Jest to referat wypowiedziany na II Zjeździe inżynierów budowlanych w Katowicach. Autor omawia projektowanie belki żebrowej, przy czym uwzględnia on ciężar własny nie tylko płyty, ale i żebra, ustawia wzory i dołącza tablicę wykresową, pomocną przy rozwiązaniu tego rodzaju zadań, zakładając, że naprężenia tak w betonie jak i w stali będą równe dopuszczalnym. Liczne przykłady ułatwiają użycie wzorów i tablicy. Miałbym tylko jedną wątpliwość, czy taka belka żebrowa będzie najtańsza, autor bowiem nie wprowadza do wzorów cen betonu i stali. Zależy to od stosunku obu tych cen, a bardzo prawdopodobnie będzie tańszą belka nieco wyższa, w której ciśnienie betonu będzie znacznie niższe od dopuszczalnego. Znaczne zwiększenie wysokości belki nie będzie jednak wskazane, gdyż pociąga ono za sobą koszt większej wysokości budynku. Wzory i tablica autora dadzą się użyć także w tym wypadku, gdy projektujemy belkę nieco wyższą a to przyjmując mniejsze ciśnienie betonu.

Dr. M. Thullie.

Koleje

Stalowe podkłady kolejowe w Czechosłowacji.

Ze względu na potrzebę ochrony niedostatecznego zalesienia kraju, czechosłowackie koleje państwowe stosują obecnie na szeroką skalę stalowe podkłady. Drogi żelazne, zbudowane na podkładach stalowych zostaną oddane do uruchomieniu specjalnej obserwacji, celem dokładnego stwierdzenia trwałości oraz kosztów utrzymania nawierzchni na tych podkładach, w porównaniu do podkładów drewnianych. Obecnie przystąpiono już do zwożenia materiałów pod budowę nowych torów kolejowych na podkładach stalowych (*Tägliche Montan-Berichte* Nr. 50, 1936).

Pierwszy parowóz zbudowany w Polsce dla Chin.

W roku ubiegłym kolej chińska Kiangnan w Wuhu zamówiła w wytwórni polskiej H. Cegielski w Poznaniu jeden parowóz osobowy typu Pacific na próbę. Parowóz 21/1 r. b. nadszedł do portu Wusungu, gdzie został wyładowany pod dozorem polskich inżynierów. Przedsięwzięte z nim próby na linii Wusung-Szanghaj i Szanghaj-Anlino dały doskonałe rezultaty. Raport inżyniera odbiorczego skwalifikował parowóz ten korzystniej od belgijskich i czeskich.

Opis tego parowozu podaje inż. S. Domaniewski w *Inżynierze Kolejowym* (5/1936). Układ osi parowozu 2-3-1, średnia cylindra 480 mm, skok tłoka

700 mm, średnica kół wiązanych 1500 mm, średnica kół tocznych 860/1000 mm, rozstaw sztywny 3300 mm, rozstęp osi skrajnych 8610 mm, największa szybkość 90 km/godz, nadprężność pary 14 atm., waga w stanie gotowym do jazdy 60250 kg, pojemność skrzyni wodnej tendra 21 m³, węgla 8 ton.

Inż. A. W. Krüger.

Kronika techniczna

Z prac Polskiego Komitetu Normalizacyjnego (P. K. N.). Komisja Rur Stalowych przystąpiła w bieżącym roku do ostatecznego wykończenia norm rur stalowych.

W pracach biorą udział przedstawiciele wielkiego przemysłu, posiadającego walcownie rur oraz przedstawiciele konsumentów z dziedziny wodociągów, gazownictwa, kotłów parowych, ogrzewnictwa i t. d., jak również przedstawiciele zainteresowanych Ministerstw.

Pracami kieruje z ramienia Komisji inż. Józef Konołka, oraz p. Ignacy Piotrowski, a z ramienia hut inż. Franciszek Rogowski.

Zadaniem normalizacji jest zmniejszenie ilości dotąd używanych typów, ustalenie odpowiednich wymiarów, rodzaju stali, wag itp. w celu ułatwienia tak produkcji, jak i montażu rurociągów.

Prace komisji mają również na celu uproszczenie wzajemnego stosunku pomiędzy producentem a odbiorcą i ułożenie odpowiednich warunków technicznych.

Komisja Rur Stalowych współpracuje również z odpowiednimi komisjami zagranicznymi na terenie wspólnej organizacji International Standards Association.

W bieżącym roku zostaną ogłoszone normy dla rur stalowych gładkich, gwintowanych i kielichowych, które wraz z dawniej już opracowanymi normami rur żeliwnych stanowić będą całość kształt normalizacji w tej dziedzinie.

Konkurs na projekt garażu. Polski Związek Inżynierów Budowlanych (Warszawa, Czackiego 1) na zlecenie Dep. Budownictwa M. S. Wojskowych, ogłasza konkurs na zaprojektowanie 2 typów garaży, a to: 1. Garaż ogrzewany na trzy samochody i 2. garaż nieogrzewany, składany z typowych członów, dający możliwość rozbudowy bez ograniczeń. Udział w konkursie nieograniczony. Wyznaczono po trzy nagrody dla każdego z obu typów, a to: zł. 1000, 500 i 300 dla projektów typu (1), zaś zł. 1500, 800 i 400 dla projektów typu (2). Termin składania prac: 30 listopada b. r. Szczegółowy program i warunki są do przejrzania w Sekretariacie P. T. P. w godzinach urzędowych.

Nowi członkowie P. T. P. Wydział Główny P. T. P. na posiedzeniu dnia 7. IX. b. r. przyjął jako członków następujących kolegów: Inż. Stanisława Flisowskiego, Inż. Leopolda Grzyba, Inż. Leopolda Krocza, Inż. Tadeusza Rozwodę, Inż. Mieczysława Wrone, Inż. Engelberta Żydka.

TREŚĆ: Stefan Bryła: O naprężeniach termicznych w połączeniach spawanych. — Prof. Inż. Stanisław Hubicki: Zabudowania potoków w dorzeczu Dunajca. — Memoriał w sprawie robót inwestycyjnych (Dokończenie). — Przegląd czasopism technicznych. — Kronika techniczna.

„CZASOPISMO TECHNICZNE“ WYCHODZI 10-go i 25-go KAŻDEGO MIESIĄCA.

Ceny ogłoszeń jednorazowych:

1/1 str. zł. 240; 1/2 str. zł. 140
1/4 „ „ 80; 1/8 „ „ 50
1/16 „ „ 30; 1/32 „ „ 20

Ogłoszenia na miejscach specjalnie rezerwowanych o 25% drożej. Dla ogłoszeń o zaofiarowaniu lub poszukiwaniu pracy opust 50%.

Adres Redakcji i Administracji:

Lwów, ul. Zimorowicza 1. 9.
Telefon Redakcji 226—60. Telefon
Redaktora 117—75. Konto P. K. O.
151,857.
Prenumerata w kraju: rocznie
zł. 32; kwartalnie zł. 8.
Cena pojedynczego zeszytu zł. 1.60.

Przy ogłoszeniach powtarzanych udziela się następujących opustów:

2-krotnie	10%	3-krotnie	12%
4- „	15%	6- „	20%
10- „	25%	12- „	30%
18- „	40%	24- „	50%

Dla ogłaszających się stale, zmiany w tekstach ogłoszeń są bezpłatne