

TREŚĆ: Inż. St. Sztolcman: Przewozy na drogach wodnych. — Inż. T. Zubrzycki i Inż. A. Rundo: Prace Sekcji hydrologicznej na IV. Kongresie Międzynarodowej Unji Geodezyjno-Geofizycznej w Sztokholmie w r. 1930. — Inż. Dr. W. Burzyński: O zastrzykach cementowych słów kilka. — Dr. T. Kluz: O budowie dróg powiatowych. (Ciąg dalszy). — Inż. J. Bryliński: Gospodarka na drogach miejskich na obszarze Województwa Lwowskiego. — Wiadomości z literatury technicznej. — Zebrania i odczyty w Towarzystwie.

Inż. Stefan Sztolcman.

Przewozy na drogach wodnych.

Prof. Inż. M. Rybczyński w artykule wydrukowanym w Nrze 14 *Czasopisma Technicznego* wskazuje na pewne nieporozumienie, jakie wkrađło się do porównania kosztów transportu wodnego z kolejowym w pracy mojej, wydrukowanej w Nrach 11 i 12 *Czasopisma*. Porównanie takie robiłem między kosztami własnymi przewozów kolejowych, określonymi przezemnie, a kosztami przewozu na drogach wodnych, podanymi przez Prof. M. Rybczyńskiego w jego pracy, wydrukowanej w Nrach 14 i 16 *Przeglądu Technicznego* z r. 1930. Koszty te według Szanownego autora są niewspółmierne i porównywać ich nie można, albowiem do kosztów przewozów wodnych w przeciwstawieniu do kolei włączono liczone bardzo wysoko koszty oprocentowania i amortyzacji taboru i urządzeń. Dopiero po odrzuceniu tych kosztów, oraz przy przewozach kanałami opłat kanałowych można porównywać koszt transportu wodnego z kosztem własnym przewozu kolejowego.

Takie postawienie sprawy, zasadniczo słuszne, wymaga jednak pewnego uzupełnienia. Koleje muszą utrzymywać stale swoje wszystkie urządzenia i tabor w pełnej sprawności i gotowości do wykonania żądanych od nich przewozów. Koleje w normalnych warunkach powinny ponosić kosztą oprocentowania i amortyzacji kapitałów, wyłożonych na ich budowę i dalszy rozwój, ale nie mogą zmniejszać wartości raz otrzymanego majątku, a więc muszą podtrzymywać, naprawiać i wymieniać swe urządzenia z własnych dochodów. Polskie koleje dotychczas nie wymagają prawie żadnych spłat kapitałów. Zresztą znaczna część kapitałów, użytych na ich budowę przed wojną została już zamortyzowana. Wydatki jednak na stałe utrzymanie kolei polskich wchodzą do budżetu eksploatacji i jako takie obciążają kosztą własne przewozów. Tak n. p. wydatki na utrzymanie taboru w 1928 r. wyniosły: na nabycie nowego taboru zamiast skreślonego z inwentarza 83 mil. zł., a na naprawę taboru 208 mil. zł. Przy określeniu kosztu własnego transportu wodnego nie można też odrzucić całkowicie opłat kanałowych, albowiem i one mają pewien ekwiwalent w wydatkach kolejowych na utrzymanie taboru i perijodyczną wymianę jego części składowych (szyny, złączki, podkłady, balast, rozjazdy) na nowe. W 1928 r. na ten cel wydano 102 mil. zł. Ale, co najważniejsza, aby osiągnąć potaniecie transportu, trzeba wydać ogromne sumy na budowę nowych i ulepszenie istniejących dróg wodnych, co przy obecnej drożyznie kapitału obciążałoby znacznie całe społeczeństwo, gdy koleje nietylko tego nie potrzebują, ale nawet od kilku lat pokrywają z nadwyżki dochodów wszystkie wydatki inwestycyjne.

Dla ilustracji swojej tezy prof. M. Rybczyński przytacza dwa przykłady kosztu przewozów węgla z Zagłębia: po kanale węglowym do Gdańska i po Górnej Wiśle do Sandomierza.

Koszt przewozu jednej tonny węgla do Gdańska prof. M. Rybczyński oblicza na 12,14 zł., a po potrąceniu oprocentowania, amortyzacji i opłat kanałowych na 6,19 zł. Różnica 5,95 zł. składa się z oprocentowania i amortyzacji łodzi 2,78 zł., holownika 1,17 zł. i opłat kanałowych 2,00 zł. Po-

nieważ przewóz wodą odbywałby się przy pomocy prywatnych przedsiębiorstw, to one w swych taryfach musiałyby mieć pokrycie na oprocentowanie i amortyzację taboru, a więc w rzeczywistości koszt przewozu, nie licząc niezbędnego godziwego zarobku, wyniosłby 10,14 zł., to jest byłby mniejszy od kosztu własnego przewozu kolejowego (13,72 zł. w roku budżetowym 1928/29) o 3,58 zł. Co się tyczy opłat kanałowych, to prof. M. Rybczyński przyjmuje, że już przy przewozie 6 mil. tonn rocznie powinny one pokryć koszt utrzymania i oprocentowania wraz z amortyzacją, który szacuje na 80 tys. zł. rocznie. (*Przegląd Techniczny* 1929 r. Nr. 13). Wymagałoby to opłaty przeciętnej od 1 ton-km 1,33 gr. Opłata 2 zł. od tonny odpowiada tylko stawce 0,4 gr. od ton-km. Ponieważ przewozy węgla na kanałe stanowiłyby nie mniej, jak 70% ilości ogólnej, to do wyrównania całkowitego pokrycia trzeba byłoby pozostałe przewozy obłożyć opłatą 3,5 gr. za ton-km. Taka opłata byłaby około trzech razy większa od kosztu samego przewozu, a więc trudna do urzeczywistnienia. W ostatecznym wyniku zaoszczędzono by na przewozie 6 mil. tonn 21.480 tys. zł., a trzeba byłoby dopłacić do utrzymania i oprocentowania z amortyzacją kanału $480 \times 80 - 6000 \times 2 = 26.400$ zł. Należy przytem zaznaczyć, że koszt własny przewozu węgla do Gdyni po ukończeniu budowy linii Bydgoszcz - Gdynia i Herby - Inowrocław zmniejszyłby się wskutek zmniejszenia odległości przewozu z 616 do 558 km.

Drugi przykład podany przez prof. M. Rybczyńskiego przewozu węgla Wisłą z Zagłębia do Sandomierza i Warszawy wykazuje, że nawet po odrzuceniu kosztów amortyzacji i oprocentowania koszt transportu wodnego za 1 ton-km byłby wyższy od kosztu własnego przewozu kolejowego i dopiero po przeniesieniu przeładunku z Przemysłu na Wisłę i zlikwidowaniu częstych niskich stanów wody, byłby o 0,2 gr. niższy. Pomimo tego całkowity koszt przewozu węgla do Warszawy Wisłą byłby większy, aniżeli koleją wskutek większej odległości (530 km zamiast 322 km) i wyniosłby 10,76 zł. zamiast 8,04 zł.

Przystępując do opracowania sprawy o przewozach na naszych drogach wodnych, nie miałem zupełnie zamiaru obrony kolei przed pozbawieniem ich przez drogi wodne znacznej części przewozów. Zaznaczyłem na początku, że nie mam zamiaru polemizować z uchwałami I-go Polskiego Zjazdu Hydrotechnicznego. Starałem się tylko dać materiał do jednej z uchwał Zjazdu, mianowicie konieczności badania strony ekonomicznej każdego projektu drogi wodnej. Przypuszczalne ilości przewozów na poszczególnych drogach wodnych okazały się bardzo różne, a na niektórych tak nieznaczne, że ogólna suma korzyści osiągniętych przez potaniecie jednostki przewozu nie byłaby współmierna z kosztem ich urządzenia. Przy projektowaniu dróg wodnych należy w każdym poszczególnym wypadku przeprowadzić: 1. badania porównawcze kosztów przewozu drogą wodną i koleją, mając na uwadze realne warunki tych kosztów i 2. badania spodziewanej ilości przewozów. Tylko takie postępowanie będzie doprowadzało do decyzji najkorzystniejszej z punktu widzenia interesów ogólnopństwowych.

Prace Sekcji hydrologicznej

na IV. Kongresie Międzynarodowej Unji Geodezyjno-Geofizycznej w Sztokholmie w r. 1930.

(Sprawozdanie wyżej wymienionych delegatów Ministerstwa Robót Publicznych).

Ukonstytuowana w roku 1924 na Zjeździe madryckim Międzynarodowej Unji Geodezyjno-Geofizycznej Sekcja hydrologiczna (Section d'hydrologie scientifique) tejże Unji, w myśl uchwały, powziętej na Zjeździe w Pradze w r. 1927 odbyła w roku bieżącym swe walne zebranie. Zebranie powyższe odbyło się w ramach IV. Zjazdu Unji łącznie z innymi sekcjami Unji (geodezyjną, seismologiczną, meteorologiczną, magnetyzmu i elektryczności ziemskiej, oceanografii fizycznej i wulkanologji) w Sztokholmie w drugiej połowie (15—23) sierpnia.

W związku z zamierzoną reorganizacją Unji w kierunku udzielenia poszczególnym Sekcjom praw autonomicznych, walne zebranie Sekcji hydrologicznej zmuszone było znaczną część czasu poświęcić sprawom organizacyjnym, w szczególności opracowaniu statutu Sekcji. Jako ważniejsze punkty statutu (zaakceptowanego przez Unję na ostatnim plenarnym posiedzeniu Zjazdu) należy wymienić następujące postanowienia:

Międzynarodowa Sekcja hydrologiczna dzieli się na Sekcje narodowe (Sections nationales), do których należą: 1) delegaci Rządu względnie organizacji, opłacającej składkę tytułem przynależności do Unji, 2) szef państwowej służby hydrograficznej, 3) członkowie, przyjęci indywidualnie przez Sekcję narodową.

Na czele Sekcji międzynarodowej stoi Stały Komitet Międzynarodowy, któremu przewodniczy Prezes Sekcji; w skład Komitetu wchodzi również Wice-prezes i Sekretarz Sekcji, oraz — w ilości zależnej od wysokości wkładki — przedstawiciele Sekcji narodowych, powołani przez odnośny Rząd względnie przez instytucję, należąca do Unji.

Stały Komitet Międzynarodowy (Comite International Permanent) kieruje administracją Sekcji, aprobuje budżet i czuwa nad jego wykonaniem, przygotowuje program prac i organizację zebrań Sekcji, ustala tematy obrad, mianuje referentów generalnych i specjalnych, czuwa nad wykonaniem uchwał zebrań Sekcji, inicjuje wspólne zebrania Sekcji hydrologicznej z innymi Sekcjami Unji i utrzymuje kontakt z innymi organizacjami międzynarodowymi, ma prawo zmienić regulamin; zbiera się on na żądanie conajmniej $\frac{1}{4}$ części członków lub na zarządzenie Biura Sekcji międzynarodowej.

Biuro międzynarodowej Sekcji hydrologicznej składa się z Prezesa, Wice-Prezesa i Sekretarza Sekcji międzynarodowej, obieranych na walnym zgromadzeniu (assemblee generale) Sekcji, oraz z sił pomocniczych; zajmuje się ono załatwianiem spraw bieżących, przygotowuje budżet, załatwia wydatki w ramach pozycji budżetowych, zawiaduje funduszami Sekcji i czuwa nad wpłaceniem należności oraz nad utrzymaniem biblioteki i archiwum, zajmuje się wykonaniem prac, wskazanych przez Komitet, rozsyła publikacje, sprawozdania i referaty.

Członkowie Komisji rewizyjnej (les commissaires aux comptes) wybrani — w liczbie trzech — z pośród przedstawicieli trzech rozmaitych państw na początku każdego Walnego Zgromadzenia (Assemblée Generale), sprawdzają rachunki Biura i przedkładają sprawozdanie Walnemu Zgromadzeniu w czasie trwania Kongresu.

Dalsze postanowienia dotyczą funkcji referentów generalnych, sposobu przedkładania i ogłaszania referatów, porządku obrad, sporządzania protokółów i t. p.

Wybory ustępujących członków Prezydium (Prezes Wałde, nieobecny na Kongresie z powodu złego stanu zdrowia, zatrzymuje swe funkcje aż do następnego Kongresu, t. j. do r. 1933), dały następujące wyniki:

Wiceprezes: Dr. Inż. Jan Smetana (Czechosłowacja).

Sekretarz: Dyr. Dienert (Francja).

Ustępującemu Wiceprezesowi, Dr. Wallén'owi, nadano godność honorowego Wiceprezesa, zaś ustępującemu Sekretarzowi Gen., Prof. Magrini'emu — godność honorowego Sekretarza.

Do Komitetu Wykonawczego powołano dodatkowo Inż. Zubrzyckiego. Obecnie wchodzi w skład tegoż Komitetu — prócz Prezesa, Wiceprezesa i Sekretarza: Lüttschg (Szwajcaria), Magrini de Marchi (Włochy), Torroja (Hiszpanja), Wallen (Szwecja), Watier (Francja), Zubrzycki (Polska). Komitet spełnia funkcje, przewidziane w nowym statucie jako zakres działania t. zw. Stałego Komitetu Międzynarodowego. Ważnym jest udział Polski w ustalaniu tematów sprawozdań, oraz przedmiotu i programu obrad.

W Sekcji hydrologicznej były reprezentowane następujące państwa: Czechosłowacja (Smetana), Francja (Aubert, Diener, Hubert, Imbeaux, Laurent, Mougin, Watier), Hiszpanja (Torroja), Indje ang. (Mason Kenneth), Polska (Rundo, Zubrzycki), Stany Zjedn. Am. P. (Littlehales), Szwajcaria (Lüttschg, Mercanton, de Perrot), Szwecja (Hamberg, Wallén, Melin, Wersen, Slettenmark), Włochy (Magrini, de Marchi, Pallucchini).

Działalność fachowa Sekcji hydrologicznej przedstawia się jak następuje. Sekcja obradowała pod przewodnictwem Dr. Axel Wallén'a, Dyrektora Państwowego Instytutu Meteorologiczno-Hydrograficznego w Sztokholmie (w zastępstwie którego na poszczególnych posiedzeniach obradom przewodniczył Dr. Inż. Jan Smetana, Szef służby hydrologicznej Czechosłowacji) przy Sekretarzu Generalnym — Prof. G. P. Magrini (Rzym).

Prace swe Sekcja rozpoczęła od wysłuchania sprawozdania, przedłożonego przez Sekretarza Generalnego z działalności za okres międzyjazdowy (1928—1930). Sprawozdanie podkreśla pomyślne zakończenie pertraktacyj, mających na celu spowodowanie przystąpienia do Sekcji instytucji państwowych Stanów Zjednoczonych Ameryki, jak również nawiązanie kontaktu z zrzeszeniami międzynarodowymi, pracującymi na polu hydrotechniki, w szczególności w dziedzinie jej zastosowań do żeglugi (Association Internationale Permanente des Congres de Navigation) i wyzyskania wód (World Power Conference, Electrical International Committee).

W związku z powyższem Inż. Rundo wskazał na znaczenie, jakie mogą mieć dla prac Sekcji prace niektórych powstałych ostatnio zrzeszeń międzynarodowych, jako to Międzynarodowego Związku Limnologów (Association Internationale Permanente de la Limnologie théorique et appliquée — siedziba prezydium Plön-Holsztyn, Stacja hydrobiologiczna), którego działalność poza badaniami biologicznymi obejmuje ogólne badania fizjograficzne jezior tembardziej — że pod egidą Związku prowadzone są systematyczne rozległe prace bibliograficzne, traktujące poza tematami limnologicznymi również ogólne tematy z dziedziny wód kontynentalnych („Binnengewässerkunde“).

W myśl powyższego, Sekcja wypowiedziała się za nawiązaniem kontaktu z powyższym Związkiem, powołując do przeprowadzenia odnośnych pertraktacyj Inż. Rundo.

Na wniosek Prof. Magrini'ego postanowiono nawiązać kontakt z organizacją Konferencyj hydrologicznych Państw bałtyckich, powierzając tę misję Inż. Zubrzyckiemu.

Ze względu na przeciążenie Sekcji sprawami o charakterze organizacyjnym, sprawom fachowym okazało się możliwym udzielić nie więcej nad 2 posiedzenia. Powyższa okoliczność, jak również to, że referaty przedłożone przez

poszczególne Komitety narodowe zostały dostarczone i rozdane uczestnikom bezpośrednio przed otwarciem Konferencji, zaś poszczególne Komisje, wchodzące w skład Sekcji (potamologiczna, linnologiczna, glaciologiczna, wód podziemnych, statystyczna i wyzyskania wód), nie wyznaczyły referentów, dyskusja nad referatami była znacznie utrudniona. W większości zaś wypadków zaznajomienie się z materią ograniczyło się do zwięzłego exposé, przedstawionego przez przewodniczących poszczególnych Komisji.

Najliczniejszą grupę stanowiły referaty, przedłożone przez Komisję potamologiczną (referował prof. G. de Marchi, viceprzewodniczący Komisji). Prace powyższe poświęcone były następującym zagadnieniom:

1. Badania stosunków odpływu w związku z opadem i parowaniem: referat Wallén'a „L'évaporation dans le centre et le sud de la Suède“¹⁾, referat de Marchi „Caratteri idrologici dei bacini italiani“ (Cechy hydrologiczne dorzeczy Italji), referat Coutagne'a — „Introduction à l'étude rationnelle de l'hydrologie fluviale“.

2. Badania odpływu rzek przy skrajnych wartościach wodostanu: referat Coutagne'a „Etude analytique des débits de crue“, referat Giandottiego „Débits minima du Po en hiver et les pluies d'été“, referat Visentini'ego o régime'ie potoku alpejskiego Noci (dwie ostatnie prace przedłożono w rękopisie).

3. Badania nad ruchem rumowiska rzeczno: referat Wilhelm'a „Essai de théorie de l'entraînement des graviers dans les rivières à courant rapide“, referat Giandottiego „Studi sulla portata solida del Po e sulle variazioni fisiche del suo alveo“ (Badania nad ruchem rumowiska unoszonego rz. Po i zmianami stanu fizycznego jej łożyska), referat Visentini'ego (w rękopisie) — o zmianach delty Po; w luźnym związku z tematem powyższym pozostaje referat I. V. Eriksson'a p. t. „La dénudation chimique en Suède“²⁾, streszczający wyniki systematycznych badań, prowadzonych przez Państw. Instytut Meteorologiczno-Hydrograficzny w Sztokholmie nad chemizmem wód rzecznych Szwecji.

Na pograniczu kompetencji Sekcji potamologicznej i meteorologicznej okazały się tematy pracy Hulin'a (Francja) o wpływie zalesienia na klimat lokalny i komunikatu Państw. służby hydrograficznej Italji o wynikach stosowania tamże deszczomierzy — totalizatorów.

Poza referatami powyższymi wpłynęły referaty treści informacyjnej:

z ramienia Polskiego Komitetu Narodowego Inż. T. Zubrzyckiego — o organizacji i działalności państwowej służby hydrograficznej w Polsce,

Dr. Inż. Jana Smetana'y, szefa służby hydrograficznej w Czechosłowacji — o pracach laboratorjum wodnego tejże służby,

wreszcie — z ramienia C. B. H. Min. Rob. Publ. (Polska) zgłoszony został komunikat o metodyce, stosowanej przez P. S. H. przy pomiarach objętości przepływu.

Prace Komisji linnologicznej referował viceprzewodniczący tejże Dr. O. Lüttsch (Szwajcaria), stwierdzając nader powolne tempo tychże w okresie międzyzjazdowym, spowodowane niedostateczną łącznością pomiędzy Komisją a ośrodkami, prowadzącymi badania jezioroznawcze w poszczególnych krajach³⁾. Z prac odnośnych jako referaty w druku ukazały się następujące: referat Ch. Gorceix'a i L. Kreitmann'a (Francja) o badaniach

termicznych jez. Lemańskiego przy ujściu Rodanu (Etude thermique de „la Bataillère“ sur le Léman), komunikat włoskiej służby hydrograficznej o bilansie hydraulicznym jez. Trasimeno oraz Bergsten'a (Szwecja) — wyniki badań nad sejszami jez. Vetter i jez. Torneträsk⁴⁾.

Poza powyższymi pracami, ogłoszonymi drukiem, zgłoszone zostały w rękopisie komunikaty:

Dr. O. Lüttsch'a o stanie badań jeziornych w Szwajcarii, Dr. Collet'a o osadach dennych na jez. Genewskim, z ramienia Centralnego Biura Hydrograficznego Min. Rob. Publ. — komunikat o metodyce pomiarów parowania z wolnej powierzchni zbiorników wodnych, oraz została zreferowana przez autora p. S. Perrot (Szwajcaria) praca, streszczająca wyniki długoletnich systematycznych badań nad termiką jez. Neuchatel.

Prace Komisji glaciologicznej referował przewodniczący tejże prof. Hamburg (Szwecja), przypominając na wstępie historję powstania Komisji⁵⁾, która od r. 1927 przejęła funkcje ośrodka, rejestrującego stan badań glaciologicznych po samo-zlikwidowaniu się dawnej międzynarodowej Komisji glaciologicznej (C. I. G.), której ostatnie sprawozdanie odnosi się do r. 1913.

W okresie od r. 1927 Komisja dzięki wysiłkom sekretarza swego prof. Mercanton (Szwajcaria) zdołała zebrać i ogłosić drukiem (Commision U. G. G. I. des Glaciers-Rapport pour 1914—1928) wyniki badań nad wahaniami długości lodowców za okres 1913/14—1927/28 w Alpach na terytorjum Francji, Szwajcarii i Italji, w Norwegji (wyciąg ze sprawozdań prof. Reksd'a, zamieszczanych corocznie w „Bergens Museums Aarbog“) i Szwecji (w maszynach Sarek, Torneträsk i Kebnekaise).

W stadium obecnym prac Komisji przyjdzie tejże nawiązać kontakt z szeregiem instytucji i specjalistów, prowadzących na terytorjum poszczególnych krajów prace badawcze w dziedzinie glaciologii (Stany Zjednoczone Ameryki, Kanada, Włochy, Wielka Brytania, Nowa Zelandja, Spitzbergen - Svalbard, Danja, Szwecja, Himalaje, Niemcy, Austria, Szwajcaria, Z. S. R. P., Ameryka Południowa, Norwegja, Francja, Arktyka), oraz opracowało listę odnośnych członków delegatów, przedkładając tę ostatnią na zatwierdzenie Sekcji hydrologicznej.

Po załatwieniu spraw organizacyjnych Sekcja wysłuchała sprawozdania z badań, prowadzonych na lodowcach Karakorum'u przez służbę geograficzną Armji Indyjskiej (referent Major Kenneth Mason⁶⁾), oraz komunikatu prof. Mercanton'a o założeniu 20 reperów w massywie lodowca Rodanu (zawierających we wnętrzu dokładne dane sytuacyjne), dla celów badań nad wiekowymi zmianami położenia lodowca.

W Komisji wód podziemnych (przewodniczył Inż. Dr. Imbeaux) przedłożono referaty następujące:

P. Frosini'ego (Italja) — sprawozdanie ze stanu obecnego badań nad trybem wód wglębnych Italji; stwierdza ono istnienie sieci, złożonej z ponad 900 stacji, prowadzących obserwacje systematyczne stanu wód wglębnych oraz podjęcie w poszczególnych punktach sporadycznych pomiarów wydajności studzien.

E. A. Martel'a (Francja) — sprawozdanie, rejestrujące wyniki badań instytucji oraz poszczególnych spe-

⁴⁾ Vide również prace III. Konferencji hydrologicznej państw bałtyckich.

⁵⁾ Mówiąc o trudnościach, jakie napotyka wznowienie pracy organizacyjnej w zakresie glaciologii po 13-letniej przerwie tejże, prof. Hamburg wspominał o stanowisku opozycyjnym, jakie wobec Komisji zajął Kongres Geologów w Pretorji w r. 1929. Zdanie swe w tej sprawie, w odpowiedzi na opinję Kongresu, ogłosił prof. Hamburg w „Geografiska Annaler“ (zesz. 2 i 3, 1930) w rozprawie p. t. „Das Schicksal der Internationalen Gletscherkommission“. W tychże zeszytach ogłosił prof. Hamburg instrukcję, dotyczącą metodyki prowadzenia systematycznych pomiarów lodowców — dla użytku obserwatorów stacji glaciologicznych (Anleitung zur Messung der periodischen Grössenveränderungen der Gletscher).

⁶⁾ Referat Majora Kenneth Mason'a będzie zamieszczony w *Zeitschrift f. Gletscherkunde*.

¹⁾ Ta sama praca w języku niemieckim, przedłożona przez autora na III. Konferencji hydrologicznej państw bałtyckich w maju r. b. w Warszawie, ukazała się w zbiorze referatów powyższej Komisji.

²⁾ Vide również prace III. Konferencji hydrologicznej państw bałtyckich.

³⁾ W szczególności wyraził Dr. Lüttsch ubolewanie z powodu braku łączności pomiędzy przyjdzie Komisji (prezes Dr. Collet — Szwajcaria) a Sekretarjatem tejże, kierownictwo którego spoczywa w rękach rodaka naszego p. Dr. Alfreda Lityńskiego, kierownika stacji hydro-biologicznej na jez. Wigry.

cialistów w dziedzinie wód podziemnych (Instytuty Geologiczne, Speleologiczne, teorie powstawania wód podziemnych, cyrkulacja wód, źródła, wody warstw kredowych, dyfuzja, kondensacja pary atmosferycznej, wysychanie źródeł, wody artezyjskie, źródła termalne, wykrywanie źródeł, zasilanie osiedli wodą do picia i t. d.).

F. Diénert'a (Francja) przyczynek do teorii powstawania wód głębszych, streszczający wyniki obserwacji na terenie Algieru (Dr. Algier, inż. Darche), i Francji (Chaptal i autor), z których wynika dominująca rola kondensacji pary atmosfery w powstawaniu wód podziemnych w warunkach opadowych i pedologicznych Algieru przy bardziej luźnym związku powyższego zjawiska z zasilaniem wód głębszych w strefach północnych (kontynent europejski Francji).

Poza referatami przewodniczący Komisji Dr. Imbeaux przedstawił Sekcji swój „Lebenswerk“ — świeżo ukończony drukiem tom „Essai d'hydrogéologie - Recherche, étude et captage des eaux souterraines“ (in — 8° 700 str., 345 fig., Paris, Dunod), — dzieło, które Martel, prezes francuskiego Tow. Geograficznego, charakteryzuje jako „événement bibliographique de 1930 pour les eaux souterraines“.

Komisja zastosowania metod statystycznych do badań hydrologicznych, utworzona w myśl postanowienia Komitetu Wykonawczego Sekcji w Madrycie w r. 1926 (Przewodniczący — Prof. Gravelius — Drezno), a rokująca dalszy rozwój, sądząc z cennej rozprawy Di Ricco (Italja) p. t. „Application à l'hydrologie des méthodes de représentation statistique et propositions préliminaires pour l'unification des méthodes d'enquête hydrologique“⁷⁾, nie przedłożyła żadnego referatu ani też wniosku, dotyczącego organizacji swej pracy.

Z zakresu kompetencji Komisji VI — zastosowań hydrologii do wyzyskania wód przedłożono referat inż. L. Gherardelli (Italja) — o metodach stosowanych przez włoską służbę hydrograficzną przy obliczeniu pojemności i badaniu trybu działania zbiorników sztucznych, służących bądź dla celów energetycznych, bądź nawodnienia (La determinazione della capacità e l'esercizio dei serbatoi stagionali). Poza tem Sekcja wysłuchała krótkiego sprawozdania inż. Slettenmark'a (Szwecja) z postanowień ostatnio odbytej w Sztokholmie Sesji Międzynarodowego Komitetu Elektrotechnicznego (International Electrotechnical Committee) w sprawie normalizacji jednostek energetycznych (mocy, spadu, objętości przepływu) oraz komunikatu H. Huberta o siłach wodnych dolnego Kongo.

Przedostatni dzień posiedzeń Sekcja poświęciła wyborom władz Sekcji: viceprzewodniczącego na miejsce ustępującego Dra Wallén'a oraz sekretarza — na miejsce ustępującego Prof. Magrini'ego. W wyniku wyborów funkcje vice-prezesa objął Dr. inż. J. Smetana (Czechosłowacja), sekretarza — hydrogeolog p. F. Diénert (Francja).

Pozatem Sekcja zatwierdziła wybory, dokonane w Komisji glaciologicznej, w związku z ustąpieniem ze stanowiska przewodniczącego prof. A. Hamburg'a. Na najbliższy okres władze Komisji lodowcowej przedstawiają się jak następuje:

Przewodniczący: prof. Hoel (Oslo).
Vice-Prezes: prof. Hobbs (U. S. A.).
Sekretarz: prof. Mercanton (Lausanne).

Wreszcie na wymienionem posiedzeniu Sekcja obradowała nad ustaleniem tematów dla referentów na przyszły Zjazd, dotychczasowa bowiem praktyka wykazała, że brak odpowiedniej reglamentacji wzgl. niedostatecznie rygorystyczne przestrzeganie odnośnych zarządzeń wytwarza prze-

ciążenie Zjazdu materiałem nader różnorodnym, uniemożliwiając pracę programową⁸⁾.

W myśl powyższego Sekcja uznała za niezbędne, opierając się na praktyce, stosowanej przez Międzynarodowe Kongresy Żeglugi, ściśle ograniczyć tematy referatów przyszłego Zjazdu Sekcji i zastosować środki, gwarantujące możliwość należytego przeprowadzenia dyskusji nad przedłożonymi pracami, zalecając Prezydium Sekcji ustalenie instytucji referentów generalnych, jak również zarządzenie ścisłego określenia rozmiaru przedkładanych prac (tekst i alegaty graficzne).

W wyniku przeprowadzonej dyskusji ustalone zostały następujące tematy:

Komisja I. (potamologiczna). Związek pomiędzy odpływem a opadem i parowaniem dla zlewni rzecznych.

Komisja II. (limnologiczna). Parowanie z powierzchni jezior. Temperatura jezior.

Komisja III. (glaciologiczna). Wahania wielkich lodowców (ablacja, pomiary objętości wody, debiutowanej przez lodowce).

Komisja IV. (wód podziemnych). Studnie artezyjskie — definicja, regulowanie wydatku.

Komisja V. (metody statystyczne). Wyniki, otrzymane w poszczególnych krajach przy opracowaniu dat hydrologicznych za pomocą metod statystycznych.

Komisja VI. (zastosowań). Porównanie metod pomiaru objętości przepływu wody, stosowanych przy ocenie mocy zakładów wodnych.

Na ostatniem posiedzeniu Sekcji na wniosek delegacji francuskiej, została powzięta uchwała, dotycząca przekazania przez Sekretarjat Sekcji (Prof. Magrini) czasowo deponowanych tamże materiałów bibliotecznych Centralnej Biblioteki Sekcji w Paryżu, utworzenie której zasadniczo było postanowione przez Sekcję na Zjeździe w Madrycie (1924), i dla której staraniem wymienionej delegacji przydzielony został specjalny lokal (Paris, l'Avenue d'Iéna).

W czasie trwania Zjazdu uczestnicy tegoż mieli sposobność zwiedzenia miejscowych instytucji naukowych, które ex re Zjazdu zorganizowały szereg pokazów i wystaw. M. in. otworzyły swe podwoje: Państwowy Instytut Meteorologiczno-Hydrograficzny (Statens Meteorologisk - Hydrografiska Anstalt), Państwowy Instytut Geologiczny (Sveriges Geologiska Undersökning), Instytut Geograficzny — Sekcja geodetyczna, Instytut Geochronologiczny Uniwersytetu w Sztokholmie, Obserwatorja (Meteorologiczne, Astronomiczne i Elektryczności atmosferycznej) i Instytuty (Fizyki i Chemji) Uniwersytetu w Upsali oraz Morski Instytut Kartograficzny (K. Sjökarteverket) w Sztokholmie.

W Instytucie Meteorologiczno-Hydrograficznym była urządzona wystawa instrumentów, wykresów, map i zdjęć fotograficznych, dotyczących badań meteorologicznych, hydrograficznych i morfologicznych w pasmie alpejskiem (lodowce) Sarek na skrajnej północy Szwecji, rozciągającym się od 67°5' do 67°30' N między 0°5' E i 0°45' W Sztokholm (badania z okresu 1895—1899 prowadzone przez prof. A. Hamburg'a).

W Instytucie Geologicznym zorganizowano wystawę obiektów, dotyczących badań geologicznych na obszarze Szwecji oraz instrumentów, stosowanych przy badaniu złóż mineralnych za pomocą metod magnetycznych i geoelektrycznych. W specjalnym dziale wystawy berlińska firma „Askaniawerke“ demonstrowała współczesne instrumenty do badań grawimetrycznych, sejsmicznych, magnetycznych, geodetycznych i meteorologicznych; w oddzielnym gmachu (Swedish Ironmasters Association) umieszczono wystawę retrospektywną instrumentów, używanych

⁷⁾ Vide Sect. Intern. d'hydrologie Scientifique. Bulletin Nr. 3, Venozia, 1926.

⁸⁾ Należy zauważyć, że poza komunikatami Centralnego Biura Hydrograficznego M. R. P. (Polska), żaden z przedłożonych referatów nie odpowiadał zakresionemu przez Prezydium Sekcji programowi (metodyka pomiarów objętości przepływu, pomiarów parowania).

ongi w Szwecji do prac geodetycznych i badań magnetycznych.

W okresie Zjazdu uczestnicy tegoż odbyli dwie ekskursje, z których jedną o charakterze turystycznym do zamku Gripsholm, położonego na brzegach Mälaru, drugą wyżej wspomnianą dla zwiedzenia starożytnego Uniwersytetu w Upsali — kolebki Linneusza i Celsjusza — jak również znakomitej księżnicy tegoż prześwietnej „Carolina Rediviva“.

W okresie pozjazdowym odbyły się ekskursje na północ i południe Szwecji, z których pierwsza do granicy nor-

weskiej według marszruty Sztokholm - Boliden - Stora Sjöfallet - Kiruna - Abisko - Riksgränsen (z warjantem ku granicy finlandzkiej na Tornea), drugą do Göteborga przez t. zw. kraj czterech jezior (Mölaren, Hjälmaren, Vänern, Vättern). Dla zaznajomienia uczestników ekskursyj z fizjografią zwiedzanych miejscowości, zostały przez Komitet Organizacyjny Zjazdu wydane specjalne przewodniki, w ułożeniu których uczestniczyli wybitni fachowcy (opis obszarów północnych — pióra H. W. Ahlmann'a i A. Gavelin'a, kraju czterech jezior — pióra Lennar von Posta).

Inż. Dr. Włodzimierz Burzyński.

O zastrzykach cementowych słów kilka.

1. Injekcje płynne cementu mają zasadniczo na celu zwiększenie jednolitości materiału, stanowiącego podstawę budowli ciężkich. Usunięcie niejednorodności pociąga za sobą dwie zmiany, a mianowicie zwiększenie wytrzymałości fundamentu i zmniejszenie jego przepuszczalności. Który z powyższych czynników należy uważać za korzystniejszy, trudno ogólnie osądzić; zależy to od charakteru budowli. Naogół przypisują większe znaczenie przepuszczalności, jakkolwiek — wbrew panującym zapatrywaniom — można łatwo wykazać, że obecność t. zw. wyporu, n. p. przy przegrodach dolin, w pewnych warunkach nie zmienia w niczem stanu napięcia tych budowli, jakkolwiek z drugiej strony z pewnością wpływa niekorzystnie na stateczność całości. Niezależnie jednak od powyższych poglądów nie ulega dyskusji, że wzrost szczelności nie można okupywać trwonieniem wytrzymałości odnośnego podłoża. Jeśli przeto słyszymy lub czytamy od czasu do czasu, że np. dla pewnego piaskowca jako stopy ciężkiej przegrody, w zależności od jego uformowania, uwarstwienia i zanieczyszczenia, dopuszczalny nacisk od budowli nie powinien przekraczać granicy 5—14 kg/cm², a obok tego znajdujemy zalecenie stosowania dla tego samego materiału iniekcji płynnego cementu pod ciśnieniem dochodzącym nawet do 40 kg/cm², — to sprawa wydaje się nam z punktu widzenia wytrzymałości podłoża prosto podejrzana.

Przedewszystkiem napiszemy w takim wypadku krótko: 40 kg/cm² = 400 t/m², ocenimy ciężar właściwy piaskowca, albo też budowli na 2·0—2·5 t/m² i z podzielenia obu wielkości uzyskamy 160—200 m jako wysokość skały względnie przegrody, któraby w chwili zastrzyku równoważyła tak wysokie ciśnienie. Rzecz jasna, że nie chcemy przez to powiedzieć, iż bez tego równoważnika pojedyncze bloki będą podczas wykonywania zastrzyku wylatywały w powietrze, albowiem już przy bardzo drobnym ruchu warstwy skalnej ciśnienie gwałtownie się obniży i odnośny obiekt wróci do swego położenia pierwotnego; lecz po bardzo krótkim przeciągu czasu kompresor nadrobi chwilową stratę ciśnienia i zacznie się cały proces na nowo. W tego rodzaju warunkach okresowych impulsów ciśnienia i ustawicznego zaburzenia równowagi, powstaje silne drganie warstwy skalnej, pociągające za sobą wzruszenie podłoża, niebezpieczne przemieszczenia i w konsekwencji nowe pęknięcia tak, że teoretycznie trzeba będzie zastrzyk przeciągać w nieskończoność.

Oczywiście — ten sposób rozumowania przemawiać nam będzie szczególnie do przekonania, jeśli fundament jest uwarstwiony, a nadto spękany w płaszczyznach w przybliżeniu pionowych; że tak mniej więcej będzie — to rzecz jasna; pocóżbyśmy bowiem stosowali iniekcje, jeśli fundament jest dokładnie monolityczny? Znacznie korzystniej przedstawia się sprawa, gdy owych szczelin pionowych niema; wtedy ciśnienie iniekcji działa na płyty skalne zginająco; bardzo możliwe, że działanie to one wytrzymają. Jednakże niezależnie od tego można zapy-

tać: na jakiej podstawie może być ciśnienie zastrzyku większe 3—8 razy od przewidzianego bezpiecznego ciśnienia na stopę fundamentową od projektowanej budowli? Zupełnie zadowalająco będzie można pytającego uspokoić stwierdzeniem, że przecież omawiany zabieg wywołuje tylko niekorzystne działanie chwilowe, podczas gdy przegroda obciąży fundament trwale.

Gdybyż jednak ów zastrzyk wywoływał tylko ciśnienie jednoosiowe — tak, jak to w dobrem przybliżeniu czyni budowla — i nic więcej?!

2. Pomyślmy sobie płytę o wymiarach — jak to ma faktycznie miejsce — bardzo dużych w porównaniu do promienia a wymierzonego względnie wybitego otworu pod iniekcję, to wystarczy w zagadnieniu grubościennego pierścienia (Lame), o promieniach wewnętrznym a i zewnętrznym b i odnośnych ciśnieniach p_a i p_b , w rezultatach:

$$\sigma_t = \frac{a^2 p_a - b^2 p_b}{b^2 - a^2} + \frac{p_a - p_b}{b^2 - a^2} \cdot \frac{a^2 b^2}{\rho^2}$$

$$\sigma_n = \frac{a^2 p_a - b^2 p_b}{b^2 - a^2} - \frac{p_a - p_b}{b^2 - a^2} \cdot \frac{a^2 b^2}{\rho^2}$$

podstawić $\frac{a}{b} \rightarrow 0$, nadto $p_b = 0$ i krótko $p_a = p$, by otrzymać naprężenie obwodowe σ_t i radialne σ_n w formie następującej:

$$\sigma_t = p \cdot \frac{a^2}{\rho^2}$$

$$\sigma_n = -p \cdot \frac{a^2}{\rho^2} \quad \dots \dots \dots (1)$$

przyczem p jest ciśnieniem zastrzyku, ρ oddaleniem dowolnego punktu od osi otworu, wreszcie znak dodatni wyraża ciągnienie, ujemny ściskanie. Jak z powyższego rozwiązania $|\sigma_t| = |\sigma_n|$ wynika, w każdym punkcie płyty, ściślej tarczy — panuje niebezpieczny i to szczególnie dla materiałów kruchych, jak kamień, stan napięcia, zwany prostem ścinaniem, z racji tego, że w przekrojach nachylonych względem dowolnie przyjętego promienia ρ pod kątem 45° występuje wyłącznie naprężenie styczne τ . Naprężenie to — jak z elementarnych rozważań wiadomo — wynosi akurat σ_t względnie σ_n t. j.:

$$|\tau| = p \cdot \frac{a^2}{\rho^2} \quad \dots \dots \dots (2)$$

Stan (2) jest oczywiście identyczny z (1); prosto (2) jest tylko innym „stylistycznym“ określeniem stanu (1); wobec tego w dalszym ciągu rozpatrzmy formę napięcia (2). Wyteżenie materiału największe panuje najwidoczniej na brzegach otworu t. j. w miejscach $\rho = a$; tam jest:

$$|\tau| = p \quad \dots \dots \dots (3)$$

Tak się przedstawia rozwiązanie stanu napięcia w czasie trwania zastrzyku. Nie ujmuje ono całokształtu w sposób zupełnie zadowalający; mianowicie na dalszą

powierzchnię uważanej tarczy działa również ciśnienie zastrzyku p , które wywołuje dodatkowe naprężenia ciśnące w kierunku równoległym do osi otworu; ciśnienia te maleją do zera w miarę jak zbliżamy się ku górnej płaszczyźnie płyty. Ścisłe tedy biorąc rozwiązanie podane odnosi się do stref górnych otworu z wykluczeniem oczywiście krótkiej części otworu, opatrzonej zakończeniem odnośnych przewodów aparatu iniekcyjnego w formie rury stalowej lub żeliwnej. W każdym razie istnieje dość obszerna strefa, w której stan (3) z pewnością istnieje.

Zajmiemy się z kolei rzeczy obliczeniem wytrzymałościowym zagadnienia t. zn. wglądniemy w własności indywidualne w tym kierunku n. p. piaskowca.

3. O stałych krytycznych kamieni wiemy niezbyt wiele. I tak dla piaskowca wytrzymałość k_c na ściskanie jednoosiowe waha w Polsce w obszernych granicach od 300 do 1800 kg/cm^2 , przyczem daty z jednego i tego samego miejsca różnią się od siebie bardzo poważnie. Jest to pozatem wytrzymałość laboratoryjna t. j. znajdowana w normalnych, typowych dla tego rodzaju doświadczeń, warunkach. Daty krańcowe górne zdarzają się stosunkowo rzadko. Kamień wydobywany z dolin rzecznych ma zawsze wytrzymałość mniejszą; wiadomym jest powszechnie fakt, że kamień napojony wodą wykazuje tylko dwie trzecie lub mniej swej wytrzymałości normalnej. Przypuszczać przeto należy, że niezbyt dalecy będziemy od prawdy, jeśli dla piaskowca przyjmujemy:

$$k_c = 300 - 900 \text{ kg/cm}^2. \quad (4)$$

Wytrzymałość doraźna k_r kamieni przy jednoosiowym rozciąganiu jest znacznie mniejsza od wytrzymałości k_c . Stosunek $\frac{k_r}{k_c} = \kappa$ waha między 12 a 40; tak np.

Bauschinger a za nim cały szereg innych autorów przyjmuje średnio $\kappa = 26$. Przypuszczać należy, że data ta jest nieco za wysoka, albowiem wykazywane zazwyczaj na kostkach k_c jest nieco większe od rzeczywistego, a naodwrot k_r , uzyskiwane z reguły na próbkach ósemkowych, jest nieco mniejsze od faktycznego. W dalszym ciągu przyjmujemy przeto średnio:

$$\kappa = 20. \quad (5)$$

Odrzućmy przeto zauważymy, że będzie to z korzyścią dla zwolenników zastrzyków pod wysokim ciśnieniem.

O wytrzymałości k_s kamienia na ścinanie wiemy najmniej. Figuruje gdzieś w starszych publikacjach data pochodząca z doświadczeń, w których wywołany stan wogóle prostym ścinaniem nie był. W nowszych czasach w doświadczeniach poprawnych nad stałymi krytycznymi materiałami kruchymi nie ryzykujemy i raczej wykazujemy stany inne zbliżone i z nich dopiero interpolujemy datę k_s — najczęściej wykreślnie.

Do wyników doświadczalnych dostosowujemy t. zw. hipotezy wyteżenia. Sądząc z materiału dotychczasowego, dwie z nich zasługują na uwagę — teoria Duguet'a-Mohr'a i teoria niezmienników stanu napiecia względnie odkształcenia autora niniejszej notatki. Podamy dla kontroli opinie wynikające z obu. Interpolując w przybliżeniu linjowo między stanami krytycznymi k_r i k_c po myśli Duguet'a-Mohr'a znajdziemy:

$$k_s = \frac{k_r k_c}{k_r + k_c} = \frac{k_c}{1 + \kappa}. \quad (6)$$

Linjowe również przybliżenie teorii niezmienników daje:

$$k_s = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{k_r k_c}{k_r + k_c} = \frac{1.155 k_c}{1 + \kappa}. \quad (7)$$

Przyjąwszy dla piaskowca — jak wyżej uzasadniono — (5), uzyskamy z (6) względnie (7):

$$k_s = 0.048 k_c. \quad (8)$$

$$k_s = 0.055 k_c. \quad (9)$$

Faktycznie — jak wynika z przebiegu krzywej wyteżenia krytycznego — jest k_s nieco większe nawet od (9);

pokrywa to znów wada wielkości k_c , niedawno wymieniona. Przyjmiemy tedy śmiało wartość większą t. j. (9). Wybór ten idzie również po myśli dopuszczalnych dużych ciśnień iniekcyjnych. Przyjęcie to decyduje o rozwiązaniu postawionego zagadnienia wytrzymałościowego.

4. Przyjęto powszechnie określenie pewności n w relacji:

$$\sigma = \frac{k_c}{n}. \quad (10)$$

wymaga, by równie pewnie było:

$$|\tau| = \frac{k_s}{n}. \quad (11)$$

W rozważanym przez nas konkretnym przypadku bezpieczne σ określono we wstępie na okrągło:

$$\sigma = 5 - 15 \text{ kg/cm}^2. \quad (12)$$

Wytrzymałość k_c przyjęto w granicach (4), skąd z (10) wynika okrągło:

$$n = 60. \quad (13)$$

Połączenie związków (3), (9), (11) i (13) daje ostatecznie:

$$p = \infty 0.001 k_c = 0.3 - 0.9 \text{ atm}. \quad (14)$$

jako dopuszczalne ciśnienie zastrzyku.

Logiczną stroną tego rozwiązania można zaatakować tylko w jeden sposób, mianowicie zakwestjonować słuszność daty (13), która wydaje się oczywiście za dużą. Zachodzi pytanie, czy stan wywołany obecnością i funkcjonowaniem przegrody jest dla stopy fundamentowej rzeczywiście tylko jednoosiowym ścisaniem czy też sprawa przedstawia się niekorzystniej. Otóż to, co się zwykle przy wykazywaniu naprężeń szwu przy podstawnego zakładu (trapezowy rozkład naprężeń normalnych i t. p.) jest tylko tradycyjnym uproszczeniem zagadnienia; faktycznie zaś warunki są bardziej skomplikowane — i możliwe nawet, że stan istotny jest niebezpieczniejszy od powszechnie przyjmowanego. W związku z tem relacja (10) może być silnie przybliżoną i faktyczna pewność n będzie się w konsekwencji wyrażać liczbą znacznie mniejszą. Pozatem postawić można i drugie pytanie; co jest mianowicie naprawdę słabsze — fundament (4) czy też przegroda, wykonana n. p. z betonu lanego (na szczęście coraz rzadziej już stosowanego) o wytrzymałości kostkowej 100—300 kg/cm^2 — lub inaczej, czy zawsze należy ograniczenie (12) traktować jako przepis dla fundamentu, a nie odwrotnie dla samej budowli. Przy odwróceniu zaś stosunków wykładnik n w tej chwili gwałtownie spadnie i to nie tylko do wartości 20 — jakby wynikało z rozważania stosunku wytrzymałości owego betonu do wytrzymałości przyjętego piaskowca, lecz i niżej. Istotnie wiadomo, że n. p. w dwuwymiarowym zagadnieniu przegrody można wykazać miejsca wyteżone silniej od szwu fundamentowego, mianowicie w dobrym przybliżeniu tam, gdzie różnica bezwzględnych wartości naprężeń głównych jest możliwie mała. Wreszcie należy pamiętać o uwadze już raz zanotowanej, że zastrzyk jest zabiegiem chwilowym, a przegroda ma istnieć i funkcjonować trwale. Z powyższych powodów z wystarczającym w tym wypadku dla materiału kruchego bezpieczeństwem wskazanem jest przyjąć stopień bezpieczeństwa w wysokości:

$$n = 5 - 6. \quad (15)$$

i wobec tego dopuszczać:

$$p = \infty 0.01 k_c. \quad (16)$$

Dla prostoty i z powodów już omówionych można k_c uważać za wytrzymałość kostkową. Podstawiając w propozycję (16) daty (4) otrzymujemy:

$$p = 3 - 9 \text{ atm}. \quad (17)$$

jako bezpieczne i dopuszczalne ciśnienie zastrzyku dla piaskowca w Polsce. Wypada wreszcie dodać, że w wspomnianych niższych strefach warstw skalnych stosunki wyteżeniowe są wogóle lepsze; pożądanem przeto jest warstwy górne sztucznie obniżyć — mianowicie w ten spo-

sób, że zastrzyki wykonujemy w nich za pośrednictwem przedłużanych w trakcie budowy rur dopiero po częściowym nadbudowaniu warstwy przegródą.

5. Rezultat (14) nie sprawił nam zbyt wielkiej nie spodzianki. Stało się to, z czym w praktyce inżynierskiej ma się często do czynienia; rzadko da się pogodzić dwa różne żądania. Tem drugim jest w tym wypadku wymaganie dostatecznego zabezpieczenia szczelności fundamentu. Patrząc na całe zagadnienie z tej strony widzimy, że ciśnienia zbyt małe nie są celowe, albowiem w pewnych warunkach mogą one być strawione przez opory ruchu roztworu cementowego już w nieznacznej odległości od otworu. Jest to również jeden z ważnych powodów, dla których niezależnie od rozważań poprzednich musieliśmy ciśnienie zwiększyć do wartości (17) lub nieco większej. W każdym razie dolną granicę wielkości ciśnienia iniekcji można rachunkowo wykazać bardzo prosto. Jeśli mianowicie przyjmujemy, że warunkowi (12) odpowiadają przegrrody ciężkie od 20—25 m do 60—75 m wysokie, to najwidoczniej stan spiętrzony obecnością zbiornika wywoła w fundamencie ciśnienie:

$$p = \text{od } 2.0 - 2.5 \text{ do } 6.0 - 7.5 \text{ atm.} \quad (18)$$

Jest to oczywiście poszukiwane ograniczanie od dołu. Ciśnienie zastrzyku musi być od powyższej granicy wyższe i to — przede wszystkim z tego powodu, być mieć wogóle gwarancję jego działania, a pozatem z przyczyny już wymienionych oporów ruchu; ciśnienie to mianowicie powinno być o tyle wyższe, o ile charakterystyczne czynniki natury teoretycznej czy też doświadczalnej (gęstość, lepkość i t. p.), odnoszące się do mleka cementowego, są większe w porównaniu do odnośnych wody; musimy bowiem rozwodnionej zaprawie dać możliwość dotarcia tam, gdzie w przyszłości mogłaby się dostać woda. Przepis (17)

proponuje ciśnienia większe od ograniczenia (18) o 20% do 50%. Możliwe, że jest to nieco za mało; nie należy jednak zapominać o tem, że kompresor stale w intensywny sposób wyrównuje straty ciśnienia do pożądanej początkowej wartości.

Nieznaczne obniżenie propozycji (15) względnie zwiększenie ciśnienia (16) czy też (17) jest oczywiście zawsze dopuszczalne. Jednakże nie wolno nigdy zapomnieć o niebezpieczeństwie (9). Przyjąwszy jako k_c wartości (4), znajdujemy według (9) i (3): $k_c = p = 16.5 - 49.5$ atm., jako ciśnienie, przy którym zostaje przekroczona doraźna wytrzymałość piaskowca. Najwidoczniej przeto podawana niekiedy data: $p = 40$ atm. w większości wypadków prowadzi do zupełnej ruiny podłoża. Ponieważ działaniem wyworu wody objawia się przy włoskowatych pęknięciach poniżej 0.01 mm grubości, przeto pożądanym jest unikanie jaknajdrobniejszych dodatkowych rys i odpowiednia gwarancja, że tak się nie stanie w formie (15). Obniżenie tej ostatniej nie może być zatem zbyt wielkie.

Z powyższego wynika, że dla przegród wysokich, fundowanych z pewnych konieczności (n. p. terenowych) na stosunkowo słabym, a znacznie spękanym podłożu, należy stosować niezwykle ostrożności, bo warunek wytrzymałości kłóci się tu częściowo z warunkiem szczelności. Pogodzić je można w ten sposób, że zastosujemy roztwór cementu dostatecznie rozwodniony i zaprawiony odpowiednimi dodatkami, zabieg zastrzykiwania wykonywać będziemy możliwie powoli i odpowiednio wobec tego długo.

Wzmocnienia i uszczelnienia słabego podłoża nie dokonamy nigdy stosowaniem wysokich ciśnień zastrzyku. Odwrotnie — ciśnienia powinny być niższe, natomiast ilość otworów znaczna. Zadaniem odpowiednio przeprowadzonych doświadczeń będzie stwierdzić, jaki odstęp otworów może być uważany za wystarczająco korzystny.

Inż. Dr. Tomasz Kluz,

kierownik budowy lotnisk i dróg powietrznych w Minist. Kom.

O budowie dróg powietrznych.

(Ciąg dalszy).

h) Plantowanie pola wzlotów.

Wielkość robót plantowania, zależy przede wszystkim: 1. od pochylenia terenu po splantowaniu; 2. od pofałdowania powierzchni pola wzlotów; 3. od grubości warstwy urodzajnej i jakości podglebia.

Doświadczenia poczynione na lotniskach zagranicznych, położonych w górach pozwalają na przyjęcie $1\frac{1}{2}\%$ jako granicznego spadku nie przedstawiającego utrudnień w przebiegu startu i lądowania. Pilot nie zauważa spadków, leżących w granicach od 0 do 1.5% , gdyż wpływ tych spadków na przebieg startu i lądowania jest znikomo mały. Spadki większe natomiast niż $1\frac{1}{2}\%$ sprowadzają za sobą poważniejsze utrudnienia ruchu. Dlatego też stosować je można jedynie tylko na terenach posiadających charakter górski, gdzie splantowanie terenu do spadku maksymalnego $1\frac{1}{2}\%$ sprowadziłoby za sobą bardzo wielkie roboty. Dopuszczalny maksymalny spadek pola wzlotów wynosi: w Niemczech 1.35% , w Anglii 2% , a w Ameryce (Stany Zjednoczone) nawet 2.5% . Ten ostatni spadek, przekraczający znacznie $1\frac{1}{2}\%$ nie sprowadza za sobą poważniejszych utrudnień, dzięki stosowaniu innych niż w Europie systemów samolotów, przystosowanych do nieco większych spadków, oraz dzięki rozpowszechnieniu budowy asfaltowych nawierzchni startowych, ułatwiających start.

Jeżeli więc przyjmujemy wartość $1\frac{1}{2}\%$ jako graniczną, to chcąc się uchronić przed większymi robotami plantowania, nie należy urządzać lotnisk na terenach przekraczających ten spadek, zwłaszcza na większych

partjach. Roboty niwelacyjne ograniczyć się winny do przeciętnego spadku terenu pola wzlotów. Unikać również należy stosowania częstszych zmian spadków, a zwłaszcza spadków odwrotnych. W razie konieczności stosowania zmiennych spadków starać się należy zachować dane spadki na jaknajdłuższych przestrzeniach przy równoczesnym stosowaniu krótkich spadków przejściowych. Powyższe wskazówki winny być zawsze brane pod uwagę przy opracowaniu szczegółowego projektu plantowania. Projekt ten dostosowany możliwie ściśle do terenu winien dać jaknajmniej roboty plantowania. Koszt tych robót zależy nie tylko od ilości m^3 przerzuconej ziemi, ale i od długości przewozów ziemi. W bardzo dobrze opracowanym projekcie plantowania powinny być uznane za normalne przewozy nie przekraczające kilkudziesięciu metrów. Dlatego też starać się należy w ogólnym rozłożeniu płaszczyzn uzyskać wyrównanie mas na partjach $100 \times 100 m$ (1 ha).

Niemniej ważną rolę w kosztach plantowania przedstawia grubość warstwy urodzajnej, oraz jakość podłoża. Czasem niewielkie nawet roboty ziemne rozłożone na dużych partjach terenu pola wzlotów odsłonić mogą nieurodzajne i martwe podglebia (np. gliniaste lub piaszczyste). Usunięcie więc gleby urodzajnej sprowadzić może zanik życia roślinnego i niemożność wychodowania darni, tak koniecznej dla pola wzlotów o nawierzchni naturalnej. Zdarzyć się więc może, że teren wybrany i uznany za dobry pod pole wzlotów, może stać się zupełnie nieodpowiednim po ukończeniu robót ziemnych. Wprawdzie ro-

boty plantowania mogą być tak wykonane, by zebrana przed splantowaniem warstwa górna urodzajna została ułożona z powrotem na splantowanym terenie. Niemniej jednak koszt robót plantowania wzrasta przez to poważnie, a w razie niezbyt cienkiej i niezbyt zwięzłej warstwy urodzajnej ułożenie powrotne warstwy czynnej gleby staje się niemal niewykonalne. Dlatego też przy wyborze terenu winny być badane i brane pod uwagę grubość warstw gleby i podlebia.

Jeśli niewielkie roboty plantowania odbywać się będą na niedużych partjach terenu a ruch mas ziemnych ograniczyć się może do ruchu części górnej urodzajnej gleby, wtedy plantowanie nie zniszczy czynnej gleby i nie spowoduje za sobą większych kosztów wyhodowania i utrzymania darńi.

Dla przykładu podano poniżej krótki opis robót plantowania lotniska w Monachjum. Pole wzlotów zostało wybrane na terenie wojskowego pola ćwiczeń o wymiarach 1600×1300 m. Teren był stosunkowo znacznie pofalowany, poprzecinany rowami, wałami i t. p. W roku 1925 w północnej części terenu splantowano pas pola w kierunku na wschód-zachód dla uzyskania tymczasowej drogi startowej i pasu lądowania. Do splantowania przeznaczono ogólnie teren kołowy wybrany z pola wzlotów o średnicy 1000 m czyli o powierzchni 785.000 m². Z tego do listopada 1929 r. wykonano 480.000 m², co odpowiada powierzchni 65×750 m. Plantowanie przeprowadzono w pasach 100×100 m, dla których uzyskiwano wyrównanie mas ziemnych. Postęp roboty był następujący: a) najpierw wycinano darninę 40×40 cm; b) następnie plantowano podłoże, uwzględniając odpływ wód opadowych przez zachowanie odpowiednich spadków; c) na tak splantowane podłoże nanoszono poprzednie zebraną lub dowożoną warstwę humusu o grubości ponad 20 cm, tak, by po następnym walcowaniu grubość tej warstwy wynosiła 20 cm; d) na powierzchni humusu układano z powrotem darninę, wypełniając fugi humusem; e) w końcu po polaniu powierzchni wodą walcowano całą powierzchnię lekkim 3 t walcem. Koszt tego rodzaju plantowania wynosił od 2,80 do zł. za 1 m², w sumie więc koszt plantowania doszedł do olbrzymiej kwoty 1,5 miliona złotych. Koszt ten zredukowałby się do jednej trzeciej, gdyby teren pola wzlotów posiadał grubą urodzajną warstwę gleby czynnej.

W Polsce koszt robót plantowania pola wzlotów lotnisk dotychczas wybudowanych wynosi mniej więcej (przy ruchu ziemi od 1000 do 2000 m³ na 1 ha, przeciętnej cenie jednostkowej 2 zł. za 1 m³ i powierzchni 100 ha) 200 do 400 tysięcy złotych na lotnisko pierwszej klasy.

i) Odwodnienie pola wzlotów.

Pole wzlotów, które ma zabezpieczyć start i lądowanie płatowców o każdej porze roku musi posiadać prócz potrzebnej równej płaszczyzny o dostatecznie wytrzymałej nawierzchni, dobre warunki dla odwodnienia i odprowadzenia wód, jak również i odpowiednie warunki dla nawodnienia w okresie posuchy, szkodliwej dla pola wzlotów,

Opady wodne, zwłaszcza podczas gwałtownych lub długotrwałych deszczów winny być szybko odprowadzone dla uniknięcia rozmiękczenia terenu uniemożliwiającego prowadzenia ruchu lotniczego. Tak samo woda powstała z topniejących śniegów w okresie wiosennym czy też odwilży, powinna odpływać szybko poza obręb pola wzlotów.

Z drugiej strony teren nie powinien tak wyschnąć w okresie posuchy, by nie ustało życie organiczne roślin. Powierzchnia bowiem bez roślinności pokrywa się pyłem niezwykle szkodliwym dla motorów samolotów, albo nadmiernie twardnieją i pęka. Taki teren niechroniony darnią podlega w wysokim stopniu szkodliwym wpływom atmosferycznym i uniemożliwia najczęściej nie tylko start, ale i lądowanie.

U nas w Polsce raczej do wyjątków należy teren pola wzlotów odprowadzający szybko wody opadowe w sposób naturalny bez potrzeby stosowania sztucznego odwodnienia (lub nawodnienia). Z terenami lotniczymi posiadającymi podłoże żwirowe lub gruboziarniste przepuszczalne mamy mało do czynienia. Nawet teren pola wzlotów o przepuszczalnej nawierzchni piaszczystej wymaga często sztucznych urządzeń nawodniających dla umożliwienia wychodowania i utrzymania życia roślinnego. Teren gliniasty wymaga z reguły sztucznego odwodnienia.

Zasadniczym warunkiem sztucznego odwodnienia pola wzlotów jest szybkie, natychmiastowe i bezpośrednie odprowadzenie wód opadowych, co przedstawia wyraźną różnicę w porównaniu z odwodnieniem stosowanym w uprawie rolnej. Równocześnie odprowadzenie wód opadowych z terenu pola wzlotów nie może pozbawić gleby wilgoci potrzebnej dla życia roślin. Powyższy warunek szybkiego odprowadzenia wody powiększa znacznie całkowity koszt odwodnienia.

Sztuczne odwodnienie i odprowadzenie wód opadowych na terenie pola wzlotów wykonuje się przy pomocy drenowania. Drenowanie to może być powierzchniowe lub wgłębne.

Drenowanie powierzchniowe polega na wykonaniu sieci rowów o niewielkiej głębokości, o dużych natomiast spadkach, wypełnionych przepuszczalnym materiałem, jak żwir, tłuczeń, gruboziarnisty żużel i t. p. Tego rodzaju drenowanie stosuje się rzadko, raczej na terenach stosunkowo niezbyt wilgotnych, oraz dla odprowadzenia wód ze źródeł.

Częściej stosuje się drenowanie wgłębne polegające na założeniu całej sieci sączków i zbieraczy sprowadzających zebraną wodę do kolektora (lub kolektorów) podobnie, jak przy drenowaniu w kulturze rolnej. Te same więc mniej więcej zasady obowiązują przy stosowaniu tego drenowania na terenie pola wzlotów, jak przy drenowaniu gruntów rolnych, z tem, by odprowadzenie wód opadowych odbywało się w sposób szybki. Szybkie odprowadzenie uzyskuje się: 1. przez ułożenie sączków drenarskich w gęstszych, niż normalnie stosowanych odstępach; 2. przez stosowanie dużych średnic sączków, wykonanych z materiału wybitnie porowatego lub też posiadających otwory, przyjmujących temsamem wodę nie tylko na stykach, lecz i na całej powierzchni; 3. przez nakrycie ułożonych sączków materiałem przepuszczalnym na całych długościach poszczególnych ciągów lub na pewnych partjach.

Na lotniskach europejskich stosuje się gęsty układ ciągów drenarskich, podczas gdy na lotniskach amerykańskich używa się powszechnie dużych średnic sączków z materiału porowego.

W obydwu powyższych sposobach szybkiego odprowadzenia wód opadowych używa się gruboziarnistego materiału (kamiennego) jako głównego wypełnienia rowów ponad ułożonymi ciągami drenarskimi.

Ułożone obok siebie w danym ciągu sączki posiadają winny możliwie jednostajny spadek. Woda spływa szybko z powierzchni przez infiltrację, oraz po przez łatwo przepuszczalny, wypełniający rowy materiał ziarnisty do sączków przez fugi, jakie tworzą leżące obok siebie sączki lub przez otwory ścian sączków (w Stanach Zjednoczonych). Sączki prowadzą wodę do drenów zbieraczy, przebiegających ukośnie do szeregu sączków równolegle ułożonych, drewny zbieracze oddają w dalszym ciągu zebraną wodę ciągom zbiorczym, które to ostatnie odprowadzają wodę poza teren pola wzlotów.

Dopływ wody do drenów zależy przede wszystkim od rodzaju gleby. Im więcej gleba zawiera gliny, tem mniejsze są pory i tem dłuższego potrzeba czasu by woda dostała się do sączków. Odwrotnie, im bardziej piaszczystym jest teren, tem większe są wolne przestrzenie dla

ruchu wody i tem prędzej woda ta może odpłynąć do drenów, czy też nazewnątrz lotniska. Odstępów ciągów sączków w terenie piaszczystym powinny być więc większe niż w terenie gliniastym, sączki w tym wypadku zakładać należy głęboko. Często w terenach piaszczystych nie zajdzie potrzeba drenowania całej przestrzeni pola wzlotów, wystarcza czasem założenie kilku ciągów zbiorczych w ten sposób, by powyższe odprowadziły szybko wody opadowe gromadzące się w zagłębieniach gruntu lub na płaszczyznach o minimalnym spadku.

Głębokość założenia drenowania zależy nie tylko od rodzaju gleby, lecz również od klimatu i rodzaju rosnących na powierzchni roślin. Ciągi drenowe muszą leżeć w takiej głębokości, by nie zamarzały w zimie i by nie mogły do nich dotrzeć korzenie roślin.

Zasadniczo jednak drewny powinny być ułożone możliwie płytko. Normalna głębokość dna rowka drenarskiego w środkowej części Polski powinna wynosić 1 m minimum dla sączków 90 cm, dla zbieraczy 1 m.

Wzajemny odstęp ciągów sączków powinien być o 20 do 25% mniejszym od odstępu stosowanego przy drenowaniu pól uprawnych. Tylko na brzegach lotniska o nieznanym ruchu samolotów można stosować rozstaw ciągów drenarskich jak przy drenowaniu pól uprawnych.

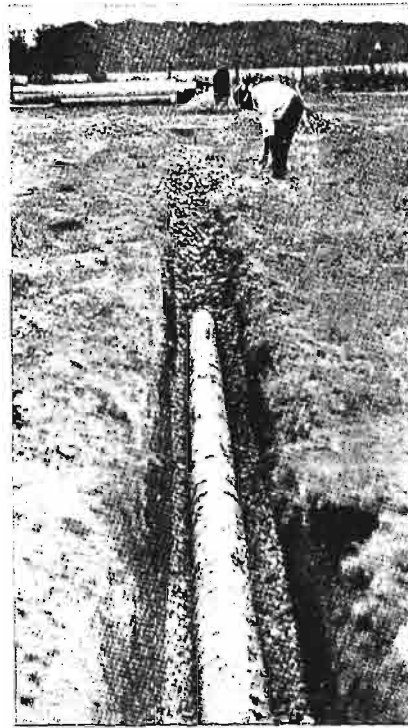
Założenie drenowania zależy jednak i od możliwości łatwego odprowadzenia zebranych w ciągu zbiorczym wód poza granice terenów lotniska i dalej. Jeżeli lotnisko leży na wyższym terenie lub na stoku, odprowadzenie nie przedstawia zwykle większych trudności. Gdy jednak dane lotnisko leży w kotlinie, lub gdy otaczające lotnisko tereny są wyżej położone, wtedy odprowadzenie zebranych z drenowania wód napotyka na poważne trudności i często stosowane być musi przepompowywanie wód na wyższy poziom, co wywołuje znaczne koszty inwestycji i eksploatacji. Normalnie odprowadza się wodę z drenowania, albo do pobliskich ciągów wodnych, albo do rzek i naturalnych ścieków.

Za zasadę przyjętą również należy niedopuszczenie do drenowania dopływu wód z otaczających lotnisko terenów. Wody te należy ująć poza terenem lotniska czy to przy pomocy otwartych rowów, czy też odpowiedniego skierowania ścieków i odprowadzić w ten sposób, by tereny te nie zasilały drenowania lotniska i nie obciążały pracy tychże.

Wykonane w r. 1927 drenowanie pola wzlotów lotniska w Mokotowie (Warszawa) składa się z normalnych sączków o przekroju 5 cm ułożonych na głębokości 1 m. Drenowanie pola wzlotów lotniska na Okęciu posiada sączki w głębokości 0,90 do 1 m. W obydwu wypadkach odstępów ciągów drenarskich wynoszą około 8 m, a więc znacznie mniej niż przy drenowaniu pól uprawnych. Przy obliczaniu przekroju drenów i zbieraczy przyjęto spływ 1 l na ha i sekundę.

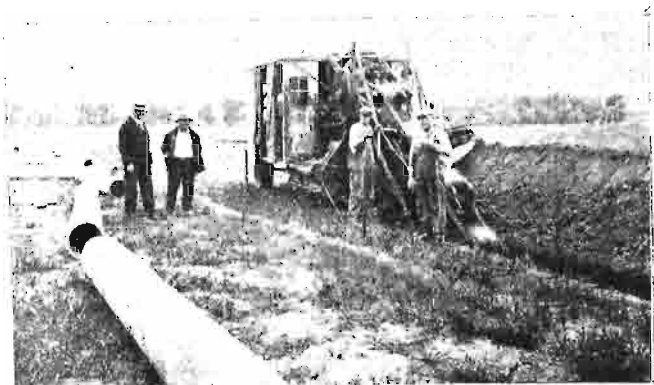
Wykonane w r. 1928 drenowanie lotniska w Katowicach nie dało dobrych wyników. Działanie sączków w odstępach kilkunasto- i kilkudziesięciometrowych ułożonych według zasad stosowanych w rolnictwie nie było zadawalniające. Ciężka gleba gliniasta nie mogła przepuścić wód opadowych w sposób szybki do ciągów drenarskich rzadko rozmieszczonych, tembardziej, że wypełnienie rowów ciągów składało się z rodzimego materiału. Warunek szybkiego odprowadzenia wód opadowych tak zasadniczy dla pola wzlotów nie był tu zachowany. Dlatego też w okresie tajania śniegów, oraz dłużej trwających lub gwałtownych deszczów ruch był do tego stopnia utrudnionym, że kilka razy zaszła konieczność kilkutygodniowego zamknięcia lotniska dla ruchu lotniczego. Dla umożliwienia prowadzenia ruchu lotniczego bez przerw musiano wykonać w r. 1929 kilka dróg startowych (patrz wyżej „g” — „Twarde nawierzchnie startowe”), na których odbywał się nie tylko start, ale i lądowanie płatowców w okresie większych opadów atmosferycznych. Dzięki

tym drogom startowym obecny ruch lotniczy prowadzony jest bez przerw (od przeszło 1-go roku). Ponieważ nie można było poprawić drenowania, więc w roku bieżącym przystąpiono do wykonania nowego drenowania starannie opracowanego i uwzględniającego możliwość szybkiego odprowadzenia wód opadowych. Nowy projekt drenowania przewiduje ciągi drenarskie średnicy 6 cm w odstępach co 10 m. Dla umożliwienia szybkiego spływu wody z wyrównanej przez plantowanie powierzchni do ciągów



Ryc. 51.

drenarskich przewidziano wykonanie na każdym ciągu drenarskim „szybów“ 1,0 x 1,0 m z piasku gruboziarnistego, rozmieszczonych co 10 m, a prowadzących od drenów do samej powierzchni terenu. Wypełnienia rowów drenarskich w całości gruboziarnistym materiałem musiano zaniechać dla uniknięcia dużych kosztów z tem związanych. I tak kosztorys drenowania wykonanego w powyższy sposób przedstawia kwotę około 200.000 zł. (około 4.000 zł. na 1 ha).



Ryc. 52.

Najwięcej doświadczeń z dziedziny odwodnienia pól wzlotów poczyniono w Stanach Zjednoczonych. Układ ciągów drenarskich rozmieszczonych w większych odstępach składa się zwykle z drenów żelaznych z blachy fałistej z otworami na całej powierzchni (ryc. 51) lub z drenów z betonu lub innego materiału wybitnie porowatego.

Stosowane średnice drenów są bardzo duże (kilkadziesiąt *cm*), dreny te układane są zwykle w sposób maszynowy (rys. 52) na niewielkich stosunkowo głębokościach. Średnice drenów tych obliczone są zwykle na spływ wyno-

szący około 2l na *ha* i sekundę. Jak to widocznym jest z ryc. 51 (wykonanie ręcznej rowy drenarskiej wypełnionej w całości gruboziarnistym materiałem kamiennym. (C. d. n).

Inż. Jan Bryliński.

Gospodarka na drogach miejskich na obszarze Województwa Lwowskiego

w r. 1929/30.

Na obszarze Województwa Lwowskiego mieści się 102 miast i miasteczek (gmin miejskich) o ogólnej ilości 788.572 mieszkańców, rozmieszczonych w mniejszych lub większych osiedlach, w granicach od 25.000 do 236 osób w jednym mieście.

Ogólna długość dróg należących do samorządów miejskich, nie licząc przebiegających przez miasta i miasteczka dróg państwowych, wojewódzkich i powiatowych, wynosi wedle najnowszych zestawień z r. 1930 — 1.144.384 *km* a oprócz tego do tych miast należy jeszcze 2.407.786 *m*² publicznych placów, rynków, targowic, błoń i t. p.

W tablicy wyszczególnione drogi i place, są w myśl obowiązujących ustaw utrzymywane z budżetów miejskich.

Badanie gospodarki drogowej na rok 1929/30 dało wiele ciekawego materiału dla wyświetlenia gospodarki drogowej samorządów miejskich i wynik tych właśnie badań, przeprowadzonych przez Dyрекcję Robót Publicznych we Lwowie, będzie przedmiotem niniejszego opracowania, dla zaznajomienia szerszego grona czytelników, z miejską gospodarką drogową.

W roku budżetowym 1929/30 miasta świadczyły w ogólnej sumie na drogi i place 4.542.015,98 zł., co przy ogólnej ilości mieszkańców miejskich 788.572, wynosi 5,76 zł. świadczeń na jednego mieszkańca i rok.

Ponieważ w cyfrze tej mieszczą się wszystkie wydatki na konserwację dróg miejskich, chodników, ścieków, placów itp., następnie wydatki inwestycyjne drogowe i wydatki administracyjne, okazuje się, że wykazana dotacja jest niezmiernie niską, zwłaszcza w porównaniu do potrzeb w tej dziedzinie gospodarki miejskiej. Gdy się zważy tę okoliczność, że jeden kilometr średniego uporządkowania istniejącej już drogi miejskiej, licząc bardzo ostrożnie, wyniesie średnio około 150.000 zł. i że stan dróg miejskich — zwłaszcza w mniejszych miasteczkach jest bardzo zły, gdy w końcu przyjmując dla uzdrowienia tych stosunków drogowych, np. 30-letni program inwestycji i uporządkowania tych dróg, to roczne zapotrzebowanie kapitału na inwestycje i równoczesną konserwację robót w poprzednich latach wykonanych, wyniesie przy skromnych wymaganiach kilka- do dziesięciokrotnie więcej, jak wynosiły świadczenia drogowe w r. 1929/30.

Świadczenia drogowe w poszczególnych gminach miejskich, były w roku 1929/1930 (por. tabl. II).

Z podanych dat w tablicy II. są widoczne w pierwszym rzędzie, wielkie różnice w świadczeniach w poszczególnych miastach, które mieszczą się w granicach od 17,06 zł. do 0 zł. na jednego mieszkańca i rok.

Przechodząc do omówienia poszczególnych miast, stwierdza tablica II, iż na pierwsze miejsce wybił się Chodorów, miasteczko w powiecie bobreckim, o 6.000 mieszkańców, 4,7 *km* dróg i 11.250 *m*² placach, z wydatkiem rocznym 102.442,18 zł., t. j. 17,06 zł. na jednego mieszkańca! a następnie dopiero przychodzi Lwów ze 144 *km* dróg i 138.700 *m*² placów, z wydatkiem 2.897.993 zł., co czyni rocznie 11,97 zł. na głowę.

Niejako jakby dla konkurencji dla bogatszych bliższych i dalszych sąsiadów, w trzecim rzędzie przychodzi

ubogie miasto Szczerzec, w powiecie lwowskim, w zupełności zniszczone podczas wojny w r. 1914 i do dzisiejszego dnia bardzo mało odbudowane, z wydatkiem 9,93 zł. na głowę! Za Szczercem dopiero następuje wiele większych miasteczek i miast powiatowych, a już np. Przemysł zajmuje dość niezaszczytne 42-gie miejsce z wydatkiem 1,62 zł., a za nim cały szereg miast powiatowych jak Lisko 1,35 zł., Przeworsk 1,07 zł., Strzyżów 0,86 zł., Stary Sambor 0,82 zł., Rawa ruska 0,60 zł., Gródek Jagielloński 0,53 zł. i w końcu Lubaczów 0,42 zł. na jednego mieszkańca i rok!

Za temi miastami kroczy dalej cały szereg miast z wydatkami jeszcze mniejszymi, spadającymi stopniowo aż do 0,05 zł. rocznie na jednego mieszkańca. Względnie na końcu II-giej tablicy wyszczególniono 7 miasteczek, które załatwiły sprawę drogową w r. 1929/30 w ten sposób, że gotówką nie świadczyły, na swoje własne drogi! — przyczem Krakowiec usprawiedliwił się pożarem miasta, zaś niektóre z tych miasteczek wykonały na drogach pewne bardzo drobne roboty ziemne, drogą szarwarku.

Następnie tablica II. stwierdza, że 52 miast i miasteczek, świadczyły niżej 1 zł. na głowę i rok!

Z powyższych wywodów wynika, że przeciętne roczne świadczenia na drogi miejskie na jednego mieszkańca, obliczone jak wyżej na 5,76 zł. dla 102 wykazanych miast, nie daje jeszcze dostatecznego obrazu gospodarki drogowej. Wynika z tego, że miasta mają między sobą zbyt wielką różnicę w kulturze technicznej i przemysłowej w potrzebach i wymaganiach mieszkańców i w związku z tem w faktycznych świadczeniach drogowych.

Taka np. Tyrawa wołowska z 270 mieszkańcami, Nowotaniec z 600 mieszkańcami, Mrzygłód z 674 mieszkańcami itp. posiadają tylko zaszczytny tytuł „miasta“, de facto są to tylko ubogie wsie z jeszcze biedniejszym i brudnym ghetto.

Ciekawą więc rzeczą będzie przeprowadzenie pewnego podziału w wyżej zestawionych miastach i zastanowienie się nad wydatkami na drogach:

Rozpatrzmy najpierw miasta powiatowe, których w Województwie Lwowskim posiadamy 27.

Miasta te liczyły w badanym roku 567.857 mieszkańców, 627.615 *km* dróg, 817.988 *m*² placów, a wydatki drogowe wynosiły 3.975.294,24 zł., która to kwota odpowiada przeciętnej 7,05 zł. rocznie na jednego mieszkańca.

Po obliczeniu tych ostatnich cyfr z ogólnej sumy na wstępie obliczonej dla wszystkich miast wynika, że dalszych 75 miast z 220.715 ludności, 516.769 *km* dróg i 1.589.798 *m*² placów i t. p. świadczyły na drogi tylko 576.721,74 zł. tj. 2 zł. 61 gr. na jednego mieszkańca i rok.

Gdy od tych cyfr odliczy się jeszcze trzy dalsze miasta, które na drogi świadczyły większe kwoty, jak to w tabeli II-giej wykazano, t. j. Chodorów, Tustanowice i Borysław, o ogólnej ilości mieszkańców 52.508 i wydatkami na drogi 348.257,99 zł. wynika, że pozostałych 72 miast z 168.207 ludności, posiadające 488.679 *km* dróg i 1.566.498 *m*² placów itp. wydały zaledwie 228.463,75 zł., która to kwota odpowiada wydatkowi 1,35 zł. rocznie na jednego obywatela.

Jeżeli idąc analogicznie dalej zrobi się pewną różnicę w kulturze technicznej i przemysłowej dla 27 miast po-

Roźmieszczenie miast i miejskich dróg w powiatach politycznych jest następujące :

Tablica I.

| Powiat | Ilość miast | Nazwy miast | Długość | |
|--------------|-------------|---|----------------------------|------------------------------------|
| | | | ulic i dróg miejskich w km | Powierzchnia placów m ² |
| Bóbrka | 4 | Bóbrka, Brzozdowce, Chodorów, Strzeliska Nowe . | 25.490 | 68.210 |
| Brzozów | 3 | Brzozów, Dynów, Jasienica | 20.830 | 135.600 |
| Dobromil | 4 | Bircza, Dobromil, Nowe miasto, Robotyce . . . | 20.108 | 87.100 |
| Drohobycz | 3 | Borysław, Drohobycz, Tustanowice | 69.591 | 50.950 |
| Gródek Jag. | 2 | Gródek Jagielloński, Janów | 21.529 | 26.520 |
| Jarosław | 4 | Jarosław, Próchnik miasto, Radymno, Sieniawa . . | 50.050 | 48.250 |
| Jaworów | 3 | Jaworów, Krakowiec, Wielkie Oczy | 42.700 | 84.340 |
| Kolbuszowa | 3 | Kolbuszowa, Majdan, Sokołów | 40.500 | 105.000 |
| Krosno | 3 | Dukla, Korczyna, Krosno | 85.230 | 41.620 |
| Lisko | 4 | Baligród, Lisko, Lutowiska, Ustrzyki dolne | 18.676 | 56.771 |
| Lubaczów | 6 | Cieszanów, Lipsko, Lubaczów, Narol, Oleszyce, Płazów | 69.380 | 68.134 |
| Lwów | 6 | Jaryczów nowy, Kulików, Lwów, Nawarja, Szczerzec, Winniki | 173.800 | 231.668 |
| Łańcut | 2 | Leżajsk, Łańcut | 46.000 | 71.562 |
| Mościska | 4 | Hussaków, Krukienice, Mościska, Sądowa Wisznia | 21.205 | 81.040 |
| Nisko | 3 | Nisko, Rudnik, Ulanów . | 10.800 | 57.700 |
| Przemyśl | 5 | Dubiecko, Krasieczyn, Krzywca, Niżankowice, Przemyśl | 74.000 | 62.640 |
| Przeworsk | 2 | Kańczuga, Przeworsk . . | 8.400 | 4.360 |
| Rawa ruska | 6 | Lubycza król., Magierów, Niemirów, Potylicz, Rawa r., Uhnów | 47.600 | 251.864 |
| Rudki | 2 | Komarno, Rudki | 15.500 | 110.000 |
| Rzeszów | 5 | Błażowa, Głogów, Jawornik M., Rzeszów, Tyczyn | 65.000 | 52.822 |
| Sambor | 1 | Sambor | 26.000 | 51.600 |
| Sanok | 9 | Bukowsko, Jaćmierz, Jaśliska, Mrzygłód, Nowotaniec, Rymanów, Sanok, Tyrawa wołoska, Zarszyn | 77.850 | 79.187 |
| Sokal | 5 | Bełz, Krystynopol, Sokal, Tartaków, Waręż miasto | 32.185 | 322.349 |
| Stary Sambor | 5 | Chyrów, Felsztyn, Laszki mur., Stary Sambor, Stara Sól | 17.690 | 63.176 |
| Strzyżów | 1 | Strzyżów | 6.000 | 11.000 |
| Tarnobrzeg | 4 | Baranów, Radomyśl n/S., Tarnobrzeg, Rozwadów . | 12.870 | 60,043 |
| Żółkiew | 3 | Żółkiew, Kulików, Mosty Wielkie | 45.400 | 124.280 |
| Razem . | 102 | | 1,144.384 | 2,407.786 |

wiatowych i trzech miast wyżej wymienionych, rozwiniętych więcej pod względem przemysłowym, i z tych 30-tu miast wyeliminuje się miasta o mniejszej kulturze technicznej, przemysłowej i skromniejszych wymaganiach, wypada, że dla pozostałych 9-ciu miast o 463.582 mieszkańcach, długość dróg miejskich wynosiła 393.541 km, powierzchnia placów 335.220 m², a wydatki drogowe wyno-

siły 3,931.312·17 zł., czyli po przeliczeniu na mieszkańców wypada 8·47 zł. rocznie na głowę.

Tablica II.

| Świadczenia na drogi na rok i mieszkańca w złotych | Ilość miast | Nazwy miast w arytmetycznym porządku, co do wysokości świadczeń drogowych | Uwaga |
|--|-------------|--|-------|
| 1) 17·06, | 1 | 1) Chodorów, | |
| 2) 11·97, | 1 | 2) Lwów, | |
| 3) 9·93, | 1 | 3) Szczerzec, | |
| 4) 8·87, 5) 8·57, | 2 | 4) Drohobycz, 5) Borysław, | |
| 6) 7·26, | 1 | 6) Sanok, | |
| 7) 6·30, | 1 | 7) Rudki, | |
| 8) 5·99, 9) 5·88, | 5 | 8) Tustanowice, 9) Rzeszów, | |
| 10) 5·33, 11) 5·35, 12) 5·22, | 10 | 10) Kulików, 11) Nawarja, 12) Jaćmierz, | |
| 13) 4·80, 14) 4·69, | 2 | 13) Winniki, 14) Łańcut, | |
| 15) 3·73, 16) 3·70, | 4 | 15) Jaryczów nowy, 16) Jarosław, 17) Rozwadów, 18) Janów, | |
| 17) 3·70, 18) 3·67, | 4 | 19) Kolbuszowa, 20) Radymno, 21) Baranów, 22) Radomyśl n/S., | |
| 19) 3·47, 20) 3·42, | 7 | 23) Tarnobrzeg, 24) Żółkiew, 25) Sambor, 26) Sokal, 27) Pruchnik m., 28) Komarno, 29) Mościska, | |
| 21) 3·15, 22) 3·09, | 7 | 30) Dobromil, 31) Oleszyce, 32) Jaworów, 33) Brzozów, 34) Mosty wk., 35) Narol, 36) Krosno, | |
| 23) 2·92, 24) 2·86, | 7 | 37) Dubiecko, 38) Rudnik, 39) Bóbrka, 40) Rymanów, 41) Mrzygłód, 42) Przemysł, 43) Nisko, | |
| 25) 2·85, 26) 2·81, | 7 | 44) Bełz, 45) Dynów, 46) Lisko, 47) Sokołów, 48) Przeworsk, 49) Niemirów, 50) Błażowa, | |
| 27) 2·74, 28) 2·68, | 4 | 51) Nowe miasto, 52) Ustrzyki dolne, 53) Stara sól, 54) Kańczuga, | |
| 29) 2·55, | 3 | 55) Strzyżów, 56) Stary Sambor, 57) Dukla, | |
| 30) 2·66, 31) 2·43, | 3 | 58) Jasienica, 59) Krystynopol, 60) Tartaków, | |
| 32) 2·23, 33) 2·21, | 4 | 61) Felsztyn, 62) Lutowiska, 63) Leżajsk, 64) Głogów, | |
| 34) 2·16, 35) 2·04, | 8 | 65) Rawa ruska, 66) Lubycza król., 67) Chyrów, 68) Robotyce, 69) Uhnów, 70) Kulików, 71) Gródek Jag., 72) Niżankowice, | |
| 36) 2·03, | 4 | 73) Tyczyn, 74) Sieniawa, 75) Wielkie Oczy, 76) Lubaczów, | |
| 37) 1·99, 38) 1·95, | 6 | 77) Magierów, 70) Zarszyn, 79) Cieszanów, 80) Sądowa Wisznia, 81) Potylicz, 82) Bircza, | |
| 39) 1·89, 40) 1·71, | 5 | 83) Strzeliska n., 84) Ulanów, 85) Tyrawa wołoska, 86) Krukienice, 87) Brzozdowce, | |
| 41) 1·63, 42) 1·62, | 4 | 88) Korczyna, 89) Waręż miasto, 90) Bukowsko, 91) Majdan, | |
| 43) 1·53, | 1 | 92) Baligród, | |
| 44) 1·43, 45) 1·37, | 3 | 93) Jawornik miasto, 94) Krasieczyn, 95) Jaśliska, | |
| 46) 1·35, 47) 1·30, | 7 | 96) Krakowiec, 97) Krzywca, 98) Hussaków, 99) Lipsko, 100) Laszki mur., 101) Nowotaniec, 102) Płazów. | |
| 48) 1·07, 49) 1·06, | | | |
| 50) 1·04, | | | |
| 51) 0·97, 52) 0·97, | | | |
| 53) 0·97, 54) 0·95, | | | |
| 55) 0·86, 56) 0·82, | | | |
| 57) 0·82, | | | |
| 58) 0·77, 59) 0·75, | | | |
| 60) 0·74, | | | |
| 61) 0·68, 62) 0·64, | | | |
| 63) 0·63, 64) 0·61, | | | |
| 65) 0·60, 66) 0·59, | | | |
| 67) 0·58, 68) 0·58, | | | |
| 69) 0·56, 70) 0·55, | | | |
| 71) 0·53, 72) 0·53, | | | |
| 73) 0·50, 74) 0·49, | | | |
| 75) 0·43, 76) 0·42, | | | |
| 77) 0·38, 78) 0·38, | | | |
| 79) 0·36, 80) 0·34, | | | |
| 81) 0·32, 82) 0·32, | | | |
| 83) 0·27, 84) 0·25, | | | |
| 85) 0·25, 96) 0·23, | | | |
| 87) 0·22, | | | |
| 88) 0·19, 89) 0·18, | | | |
| 90) 0·18, 91) 0·15, | | | |
| 92) 0·08, | | | |
| 93) 0·05, 94) 0·04, | | | |
| 95) 0·03, | | | |
| 96) 0, 98) 0, 99) 0, | | | |
| 100) 0, 101) 0, 102) 0. | | | |
| Razem . . . | 102 | gmin miejskich. | |

Miasta powiatowe wydrukowano rozstrzelonym drukiem.

Na pozostałych 21 miast powiatowych o mniejszej kulturze technicznej i przemysłowej, wypadnie 156.783 mieszkańców, 262.164 km dróg, 506.068 m² placów z kwotą 382.240.06 zł. rocznie, która po przeliczeniu na ilość mieszkańców daje 2.43 zł. na głowę i rok.

Reasumując przeprowadzoną analizę wydatków, otrzymamy, że:

a) 9 miast o wyższej kulturze technicznej i przemysłowej świadczyło przeciętnie 8.47 zł.;

b) pozostałych 21 miast powiatowych 2.43 zł., a

c) 72 miast 1.35 zł. rocznie na jednego obywatela.

Dla dalszego dokładniejszego obznajomienia czytelników z miejską gospodarką drogową, nie od rzeczy będzie przeliczenie wydatków na rok i km drogi miejskiej. Przeszkodę do pewnego stopnia w tem przeliczeniu stanowią place miejskie, na które były wydatki złożone razem z wydatkami na drogi, i ściśle rozłożenie wydatków na drogi i place jest nie do przeprowadzenia.

Place miejskie były z natury rzeczy różnie utrzymywane, zależnie od potrzeb danego miasta. Wychodząc jednak z założenia, że utrzymanie placu miejskiego wymaga mniej więcej tych samych kosztów, co utrzymanie drogi, i przyjmując dla przeliczenia placów podanych w tabeli I. w m² na kilometry, szerokość przeciętną pasa drogowego na 10 m, otrzyma się następujące interesujące cyfry porównawcze:

Tabela III.

| L. p. | Przedmiot | Ilość | Wydatki w złotych zł. | Długość dróg i placów zrudukowane na kilometr km | Wydatek przeciętny na 1 km i rok zł. |
|-------|---|-------|-----------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | Miasta o wyższej kulturze technicznej | 9 | 3,931.312-17 | 427.063 | 9.206 |
| 2 | Reszta miast powiatowych | 21 | 382.240-06 | 312.770 | 1.221 |
| 3 | Reszta miast i miasteczek | 72 | 228.463-75 | 645.329 | 354 |
| | Razem | 102 | 4,542.015-98 | 1,385.162 | 3.280 |

Jeżeli przeprowadzi się takie same obliczenie dla miast poz. 1) i 2) tabeli III. przeciętny wydatek na 1 km drogi miejskiej w badanym roku, ułożony w porządku arytmetycznym, wedle wysokości świadczeń, wyniósł:

1. Borysław 26.728 zł.
2. Lwów 18.356 "
3. Chodorów . . . 17.363 "
4. Rzeszów 5.811 "
5. Drohobycz . . . 5.460 "

| | |
|--------------------------|-----------|
| 6. Tustanowice | 4.526 zł. |
| 7. Sokal | 2.845 " |
| 8. Sanok | 2.636 " |
| 9. Żółkiew | 2.559 " |
| 10. Rudki | 2.554 " |
| 11. Jarosław | 2.325 " |
| 12. Nisko | 2.151 " |
| 13. Sambor | 1.924 " |
| 14. Tarnobrzeg | 1.907 " |
| 15. Strzyżów | 1.610 " |
| 16. Mościska | 1.161 " |
| 17. Dobromil | 1.048 " |
| 18. Przemyśl | 1.016 " |
| 19. Łańcut | 972 " |
| 20. Kolbuszowa | 907 " |
| 21. Lisko | 815 " |
| 22. St. Sambor | 773 " |
| 23. Bóbrka | 681 " |
| 24. Jaworów | 681 " |
| 25. Przeworsk | 649 " |
| 26. Brzozów | 613 " |
| 27. Krosno | 557 " |
| 28. Gródek Jag. | 403 " |
| 29. Rawa ruska | 343 " |
| 30. Lubaczów | 71 zł. ! |

Świadczenia więc tak obliczone są tak dalece nierównomierne, że sięgają w miastach wyżej wymienionych od 26.728 zł. na rok i kilometr do 71 zł.!

Jeszcze gorzej przedstawia się gospodarka drogowa 72 miasteczek wymienionych w tablicy III. poz. 3.

Świadczenia roczne np. w gminie Majdan w powiecie Kolbuszowskim, wynosiły już tylko 26 zł. na kilometr, w Baligrodzie 19 zł./1 km, a 7 gmin wymienionych pod poz. 96 — 102 tablicy II. nie świadczyło!

Z podanych faktów, opartych na ścisłych urzędowych badaniach i cyfrach wynika, że gospodarka drogowa samorządów miejskich na obszarze tut. Województwa jest z małymi wyjątkami fatalna, i wymaga uzdrowienia.

Przyczyn złej gospodarki należy szukać w różnych okolicznościach, a głównie:

1. w złej i kosztownej administracji;
2. braku zainteresowania i apatji mieszkańców co do problemu budowy i utrzymania dróg miejskich;
3. zubożenia społeczeństwa po wojnie;
4. w braku jakiegokolwiek nadzoru technicznego, oraz wyszkolonego personelu, zwłaszcza w małych miasteczkach, i w końcu
5. w różnych okolicznościach, które wystąpiły tylko lokalnie, jak np. powódź, zniszczenie podczas wojny i t. p.

Wiadomości z literatury technicznej.

Statyka budowli.

— **Dokładne pomiary rozciągania i naprężeń zeszkłałów żelaznych i kamiennych** omawia Hoffmann w *Der Bauingen.* (1930, str. 312). Autor opisuje przyrząd akustyczny Dr. O. Schaefera, w którym są dwie struny, pomiarowa i porównawcza. Zmiana długości części mierzonej, a więc i struny pomiarowej da się wymierzyć zapomocą śruby porównawczej, której długość się zmienia zapomocą śruby regulacyjnej, aż ton dwu strun się zrówna. Podziałka na głowie śruby pozwala dokładnie odczytać zmianę długości i naprężenia.

— **Częściowe zawieszenie betonu w łukach Melana** omawia Dr. Wolf w *Der Bauing.* (1930, str. 379). Zazwyczaj zawieszają się cały ciężar własny łuku na tęgich belkach Melana, które muszą być odpowiednio silne. Aby zaoszczędzić na żelazie proponuje autor zawieszenie tylko części środkowej prze-

kroju betonowego łuku, poczem przy zawieszeniu reszty przekroju łuku ciśnienie się rozdziela na łuk żelazny i tę część środkową łuku betonowego, przez co umożliwia się użycie lżejszego łuku żelaznego.

— **Uszkodzenia budynków wskutek trzęsienia ziemi** opisuje prof. Taniguti w *Der Bauing.* (1930, str. 216). Budowle drewniane wytrzymują lekkie wstrząsy, przy większych wala się. Bardzo ujemnie zachowują się wszelkie mury, lepiej znacznie ramy. Przy wysokich budynkach ramowych występują największe uszkodzenia na drugim i trzecim piątrze.

— **Wpływ powtarzanych obciążeń poziomych na ramy żelbetowe** badał Mikishi Abe (*Der Bauing.* 1930, str. 214). Dla Japonji, gdzie trzęsienia ziemi są bardzo częste, zagadnienie to jest bardzo ważne, w Polsce, Bogu dzięki, są one bardzo rzadkie, wyniki doświadczeń autora nie przedstawiają większej wartości.

— **Doświadczenia z belkami drewnianymi złożonymi opi-**

suje Otto Graf w *Der Bauingen.* (1930 str. 157). Dwie belki drewniane łączono zapomocą zaperek kołowych dębowych i śrub. Ugięcia i wytrzymałość takich belek porównywano z ugięciami i wytrzymałością belek jednolitych. Ugięcia belek złożonych były znacznie większe i to całkowite od 1.4 do 1.9, sprężyste od 1.2 do 1.7 razy. Naprężenia przy złamaniu wynosiły 78 do 96% naprężeń przy złamaniu belek jednolitych.

Dr. M. Thullie.

Materiały budowlane.

— **Zastosowanie pompy przy betonowaniu** omawia inż. Heidorn w *Der Bauing.* (1930, str. 381). Zamiast wieży przy betonowaniu laniem i wyciągu wprowadzono po raz pierwszy przy budowie domu niemieckiego w Flensburgu pompę połączoną z mieszarką. Wyniki były bardzo dobre. Jako korzyści przedstawia autor mały koszt transportu, szybki i prosty montaż, małe koszty ruchu, oszczędność na robociznie i narzędziach i co najważniejsze, beton bez zarzutu pod każdym względem na miejscu zużycia.

Dr. M. Thullie.

Żelazo - beton.

— **Budowy betonowe i żelbetowe w zimie** omawia Dr. Petry w *Der Bauing.* (1930, str. 175). Zarządzenia ochronne są zależne od wielkości mrozu, mianowicie: a) Użycie cementu wyborowego, a zwłaszcza gliniastego, który wywiązuje wiele ciepła przy tężeniu. b) Ograniczenie ilości wody, staranniejsze ubijanie, użycie wody cieplej, podgrzanego piasku i kamienia. c) Oczyszczenie wkładek żelaznych z lodu, uprzątnięcie śniegu i lodu z deskowań. d) Utworzenie przestrzeni ogrzewanej, w której się wykonuje budowa. e) Nakrycie świeżych części budowli workami, tekturą, deskami przy małym mrozie, grubymi warstwami słomy, matami słomianymi i na zewnątrz deskami przy silnym mrozie. f) Przy silnym mrozie ogrzewa się czasem części budowli świeżo wykonane. Autor przytacza wiele przykładów w zimie wykonanych budowli. Autor zwraca uwagę, że koszt zimowej roboty wywołują nie tylko zarządzenia powyższe ochronne, ale także mniejsza wydajność pracy robotników, która znów zależną jest od ich ubrania i pożywienia, dalej krótkie dni robocze i niebezpieczeństwo większego pożaru. Jednak budowa zimowa w razie potrzeby jest możliwa, czego dowodzą bardzo liczne wykonane w zimie budowle.

Dr. M. Thullie

Budownictwo.

— **O budowaniu w zimie** miał wykład Sutter, dyrektor firmy Wayn i Freytag w Towarzystwie dla reform socjalnych (*Der Bauingenieur* 1930 str. 160). Dotychczas zazwyczaj buduje się tylko podczas pory roku cieplejszej. Skutek tego jest ten, że robotnicy i rzemieślnicy budowlani są podczas zimy bez zajęcia, że czas wykonania budowli się przedłuża, koszt oprocentowania kapitału podczas wykonania się powiększa. W Ameryce, w Szwecji i Norwegii budowanie w zimie jest znacznie upowszechnione, w Niemczech wprowadziła tę nowość od kilku lat firma Ways i Freytag. Przy budowlach betonowych i żelbetowych chodzi o umożliwienie stwardnienia zaprawy czy betonu pomimo mrozu. Podczas mrozu zamarza bowiem woda, stanowiąca część składową zaprawy i betonu, rozszerza swą objętość o $\frac{1}{11}$ i rozsadza mur względnie beton. Skutki tego widoczne są dopiero po odtajaniu. Aby temu zapobiec, należy miejsce budowy obudować i przestrzeń tę obudową zamkniętą ogrzać 15 do 20°C. Wodę i piasek trzeba także przed użyciem ogrzać 5 do 15°C. Mowca przemawia przeciw ogrzewaniu węglami w kosztach, gdyż tlenek węgla wydobywający zatrąwa powietrze a ogrzewanie w otwartych kosztach grozi niebezpieczeństwem pożaru. Mowca zaleca ogrzewanie zamkniętej przestrzeni gorącym powietrzem. Firma wykonała w ten sposób kilka większych budowli w zimie. W jednym wypadku koszt ogrzewania wyniósł 10 do 12000 m., więc 3 do 4% kosztów budowy, w drugim wyniósł tylko 3% robocizny w tym czasie. W pierwszym wypadku koszt był większy, bo ogrzewano 60 dni. Dobrzeby było, gdyby nasi przedsiębiorcy budowlani zapoznali się ze sposobem budowania i je u nas zastosowali.

Dr. M. Thullie.

Drogi żelazne.

— **Składnice materiałów nawierzchni** omawia inż. Hammer w *Reichsbahn* (zeszyt 16 z r. 1930), wykazując korzyści, wynikające z scentralizowania materiałów nawierzchni w Niemczech w każdej Dyrekcji kolejowej w jednym miejscu.

Zamiast dotychczasowej kwartalnej ewidencji musiano tam wprowadzić miesięczną. Nowa organizacja przeprowadzona w r. 1930 pozwala na znaczne zmniejszenie zapasów, mianowicie nowych na około 50 milionów, a starych na 20 milionów marek. (*Przegląd Zagraniczn. Pism Kolej.* zeszyt 6 z r. 1930).

U nas w *Inżynierze Kolejowym* (zeszyt 5 z r. 1930) sprawę tę omawia w osobnym artykule inż. A. W. Krüger, podając opis takiej składnicy, urządzonej w r. 1929 na „Unji“ w Krakowie-Płaszowie dla D. P. R. P. w Krakowie.

— **Wagony do przewozu helium** w Ameryce buduje marynarka. Czterosiłowe takie cysterny posiadają platformę ładowniczą sięgającą prawie do powierzchni szyn i składają się z sześciu kulistych zbiorników o wewnętrznej średnicy 1848 mm, a grubości ścian 38—48 mm. Dwa zbiorniki osadzone są nad parami kół, a cztery na niskiej platformie. Kształt kulisty wybrano dlatego, iż okazał się o 25% lżejszym od walcowego. (*Teknisk Tidskrift-Stockholm* zeszyt 2 z 1930 i *Organ f. d. Fortschritte* zeszyt 16 z 1930).

— **Budowa linii węglowej Śląsk-Gdynia** posuwa się naprzód. Ruch przewidywany na odcinku Herby-Zduńska Wola ma być aktywowany 15 listopada r. b. W tym samym terminie na linii Bydgoszcz-Gdynia będzie otwarty normalny ruch osobowy i towarowy na odcinkach Kościerzyna-Sosnowiec i Osowa-Gdynia. Co się tyczy odcinka Zduńska Wola-Inowrocław to w bieżącym roku budżetowym roboty będą wykonane w 75%.

— **Czterotorowa linja kolejowa w Stanach Zjednoczonych P. A.** Nowojorska kolej centralna przeprowadza przebudowę dwutorowej linii Nowy York-Buffalo na czterotorową. Po ukończeniu obecnie w toku znajdujących się robót będzie droga Nowy York-Albany posiadała tylko trzy odcinki dwutorowe, mianowicie po 13 km, 8 km i 32 km, przy całkowitej długości 230 km.

Linja prowadzi nad brzegiem Hudsonu o ścianach prostopadłych, rozszerzenie w koryto wody przy takich warunkach było niemożliwe, dla nowych torów musiano zdobywać miejsce od strony brzegu skalnego 15 do 40 m wysokiego. Z tego wynikały roboty ziemne, idące w miliony m³, przyczem ruch o dziennych 130 pociągach musiał być utrzymany. Trzy tunele musiały być przebudowane i rozszerzone na 4 tory. Przy tej sposobności musiano wiele przejazdów o poziomie szyn usunąć. (*Der Bahnbau* Nr. 30 z 27 lipca 1930).

— **Opał płynny parowozów w Estonji.** Parowozy kolei państw. Estonji są opalane łupkiem bitumicznym, wydobywanym w kraju. W ostatnich latach łupek żywiczny przerabiany jest na rodzaj oleju, który okazał się doskonałym środkiem opałowym. W r. 1929 poczyniono próbę zastosowania tego oleju do opalania parowozów; dały one wyniki zupełnie zadowalniające. Zarząd kolei przerobił na opał olejem 7 parowozów, obsługujących pociągi pospieszne. Przeróbka wielkiej ilości parowozów nie jest na razie możliwą ze względu na ograniczoną produkcję destylarni. Budują się jednak wielkie rafinerje, które dostarczą potrzebnej ilości oleju opałowego.

(*Zeit. d. Vereins deutscher Eisenbahnerw.* zeszyt 5 z r. 1930).

— **Długość szyn w Stanach Zjednoczonych A. P.** Znane amerykańskie pismo *Railway Age* rozpatruje, jaka długość szyn jest najbardziej ekonomiczną.

W Stanach Zjednoczonych przeszło się w ostatnich latach od szyn 28 stóp = 8.54 m długich do 30 stóp = 9.14 m, następnie do 33 stóp = 10.07 m poczem 39 stóp = 11.9 m długich. Gdy przyjęto tę długość przyszło się do przekonania, że długość ta powinna wynosić 45 stóp = 13.73 m. Kolej Lehigh-Balley wprowadziła obecnie w używanie szyny 66 stóp =

20.13 m długie z dobrym rezultatem. (*Der Bahnbau* zeszyt 42 z r. 1930).

— **Nawierzchnię na podkładach drewnianych** udoskonalono o tyle na kolejach niemieckich, iż przyjęto z kolei oldenburskich sposób oddzielnego przymocowywania podkładów do podkładek i szyn do podkładek.

Silne podkładki 160×345 mm przymocowuje się czterema wkrętami do podkładów. Na kolejach niemieckich był praktykowany zwyczaj, iż podkłady nawiercano pod wkręty przez całą ich wysokość, dzisiaj zaniechano tego; u spodu otworów w podkładach pozostawia się miąższ drzewny $1\frac{1}{2}$ mm gruby. Otwory te zalewa się mazią pogazową, a przy wpuszczaniu wkrętów maż ta wciska się w drzewo, lepiej je utrwała, nieściekając końcem otworu do żwiru. Szynę przytrzymuje wargę podkładki z jednej strony, a z drugiej śruba stopowa.

W Oldenburgu ułożono taką nawierzchnię w r. 1909, a obecnie w r. 1930 przy wymianie podkładów drewnianych na żelazne, rozebrano ją i zauważono dobry stan wiązania, a szczególnie dobrą konserwację drewna. Nawierzchnia nadawała się jeszcze do dalszego użytku, nawet gniatanie się podkładek w napawane podkłady sosnowe nie było nadmierne. (*Die Gleistechnik* zeszyt 20 z r. 1930).

Inż. A. W. Krüger.

Tunele.

— **Tunel przez góry kaskadowe** na linii Great Northern Railway w Stanach Zjednoczonych A. P.

Linia kolejowa na przejściu przez góry kaskadowe była w okresie niespełna 40 lat trzykrotnie przebudowywana. Ostatnią przebudową jest wykonanie w latach 1925—28 dwutorowego tunelu 12.5 km długiego w twardej skale, przezco uzyskano znaczne zmniejszenie spadków, krzywizn i skrócenie trasy o 12 km. (*The Engineer* zeszyty 3831/32/33 z r. 1929).

Inż. A. W. Krüger.

Budownictwo lądowe.

— **Konserwacja więzarów żelaznych zapomocą zaprawy cementowej.** Poza zabezpieczeniem od rdzy więzarów żelaznych przez malowanie ich farbami olejnymi, podaje *Der Bautenschutz* (1/1930) nowy sposób konserwacji żelaza za pomocą zaprawy cementowej.

Zardzewiałe powierzchnie żelaza oczyszcza się strumieniem piasku aż do otrzymania gładkiej powierzchni. Następnie pręty żelazne wraz z blachami węzłowymi owija się cienką, lecz gęstą siatką żelazną i pokrywa pod ciśnieniem zapomocą metody natryskowej dwoma warstwami zaprawy cementowej z małą domieszką wapna. Grubość każdej warstwy wynosi 0.7—1.0 cm.

Inż. A. W. Krüger.

Lotnictwo.

— **Oznaczenie dróg lotniczych w Ameryce.** W Ameryce występuje coraz wyraźniej dążenie do oznaczania kierunków i miejscowości dla ruchu lotniczego. O. W. Bard opisuje dwa przykłady: Na dachu jednego z gmachów w centrum Joliet umieszczono 366 cm wysoki kwadrat, osadzony 8 cm ponad dachem budynku z napisem „Joliet”. Każda litera jest 61 cm wysoka, żółto pomalowana i 40 lampami elektrycznymi oświetlona. Prócz tego znajduje się w kwadracie wskaźnik kierunkowy, wyznaczający północ. — Drugi wskaźnik znajduje się na zbiorniku gazowym w pobliżu Chicago. 45.7 m długi wskaźnik daje kierunek do Chicago. Mniejsza strzała wskazuje północ. Oświetlenie skutecznie 26 200 W lamp z soczewkami rozpraszającymi. Sygnał ten jest widoczny nawet przy mgłę i śnieży. (*Elektrotechnische Zeitschrift*, zeszyt 23 z r. 1930).

— **Wypadki lotnicze w r. 1929.** W r. 1929 na milion przelecianych przez samoloty km wypadło 1.57 nieszczęśliwych wypadków z pasażerami, w czem było 0.91% rannych i 0.66% zabitych. W stosunku do r. 1928, kiedy notowano 2.49 wypadków, a mianowicie 2.12 rannych i 0.37 zabitych, jestto pewna poprawa, chociaż liczba zabitych wzrosła. Najwięcej ofiar pociąga lotnictwo sportowe.

Pewność lotów obok zwiększonej regularności wzrosła w ostatnich latach o 60%. (*Verkehrstechnische Woche*).

— **Sygnaty optyczne na liniach lotniczych francuskich.** Stolica Francji została obecnie nawiązaną do zachodnio-europejskich nocnych dróg lotniczych. Na szlaku Paryż-Bruksela jest obecnie urządzonych sześć ognisk migawkowych. Co 6.5 do 15 sekund zaświecają one ognikami, migającymi co pół sekundy, dając znaki V. S. B. Y. D. N. Pierwsze i ostatnie ognisko w Valenciennes na północy lotniska i na lotnisku Le Bourget są elektryczne i posiadają sięg światła 40 km. Z czterech pozostałych o sięgu światła 25 km, 3 dają ogniska neonowe, a jedno acetylenowe. Wysokość ognisk nad ziemią waha się między 5 a 30 m.

Prócz tych ognisk świetlnych, które zapala się na żądanie, są jeszcze ognie elektryczne nad lotniskiem Le Bourget o sięgu promieni na 80 km i na Mont-Valérien 150 km na wysokości 177 m ponad powierzchnią morza. (*Verkehrstechnische Woche* 31/1930).

Inż. A. W. Krüger.

Mosty.

— **Most wiszący na rzece św. Wawrzyńca w Grand Mère** (Queb) opisuje Steinmann w *Engin. News Rec.* (t. 103 str. 84). Rozpiętość wynosi 289.3 m. Wieszak jest linowy. Naprężenie przyjęto 1266 kg/cm^2 .

— **Most w Rabie na ramieniu Dunaju** opisuje inż. Beke w *Der Bauingenieur* (1930 str. 21). Dźwigary główne o rozp. 120 m są łukowe. Łuk jest gibki stężony belką kratową, 2.4 m wysoką, według układu Langerera. Układ ten zaprojektowany przed 60 laty przez Langerera był bardzo mało używany, dopiero w ostatnim czasie wchodzi częściej w użycie. Belka stężająca wystaje z obu stron po 17.55 m. Most wykonano ze stali St. 48, nity ze stali krzemowej. Przekrój łuku ma kształt U, otwór zwrócony na dół, co umożliwia łatwe połączenie słupów wiszących i wykazuje dobry odpływ wody. Na końcach wystających opuszczono ostatnią poprzecznice, dano tylko rozporę a podłużnice ostatnie oparto na przyczółkach. Przy obliczeniu przyjęto naprężenie dopuszczalne 1700 kg/cm^2 , a dla ciśnionych prętów na wykonanie $\sigma_w = 1700 - 0.1 \left(\frac{l}{i}\right)^2$, dla $\frac{l}{i} \leq 100$, a dla większych $\frac{l}{i}$ $\sigma_w = \frac{7,000,000}{\left(\frac{l}{i}\right)}$. Dla nitów

na ścinanie $\sigma_s = 0.8 \sigma$, na ciśnienie ścianki dziury $\sigma_d = 2.2 \sigma$. Obciążenie próbne wykazało ugięcie prawie zupełnie zgodne z obliczonymi.

Dr. M. Thullie.

Drogi.

— **Niemiecki ruch pocztowy samochodowy** jest przedmiotem artykułu inż. L. Jonasza w Nr. 31 *Asphalt u. Teer*.

Jedną z najpotężniejszych instytucji transportowych jest niemiecka poczta, rozporządzająca parkiem składającym się z 9.739 pojazdów mechanicznych, oraz 1.691 przyczepki. Sieć automobilowych linii pocztowych jest bardzo gęsta, obejmuje bowiem z końcem r. 1928 — 1.936 planowo eksploatowanych połączeń o łącznej długości 37.172 km, przy czem roczna sprawność wynosi okragło 60 milj. km, na ilość przetransportowanych podróży 68.8 milj. osób.

Początki pocztowego ruchu samochodowego w Niemczech sięgają r. 1905, w którym to czasie założoną pierwszą linię transportową Tölz-Lenggries w Bawarii; w okresie zaś przedwojennym posiadały Niemcy w Turynji 35 omnibusów motorowych obsługujących linie turystyczne o długości 505 km.

Główny rozwój rozpoczął się jednak dopiero w r. 1920 doprowadzając do dzisiejszego kwitającego stanu.

Poczta obsługuje swymi wozami nie tylko ruch lokalny ale również dalekobieżny. Dość powiedzieć, że omnibusy pocztowe doprowadzają podróży do Francji i Holandji, a ostatnio rozpoczęto obsługę linii Drezno-Praga.

Jak dotychczas sprawa zakupu autobusów, gum oraz materiałów pędnych jest zcentralizowaną w Ministerstwie Poczty. W najbliższym czasie mają pod tym względem nastąpić pewne zmiany.

Tak materiały pędne, jakoteż smary badane są w laboratorium Państw. Urzędu telegraficzno-technicznego.

Wprowadzane obecnie omnibusy osobowe stanowią typ zupełnie nowoczesny, motory 6-cio cylindrowe 100 K.P., karoserja stalowa, którą przy uwzględnieniu amortyzacji, okazała się ekonomiczniejszą. Pewna groteskę stanowi fakt, iż mogą one swobodnie rozwijać chyżość 40—45 km/g, co z uwagi na zaopatrzenie ich w balony, nie przedstawia dla drogi żadnego niebezpieczeństwa, gdy tymczasem ustawa im tego nie dozwala. Wedle niemieckiego bowiem ustawodawstwa pojazdy motorowe o łącznym ciężarze powyżej 5·5 tnie mogą rozwijać większej chyżości niżli 30 km/g. Zdaje się, że w wyniku ostatnich doświadczeń na drodze doświadczalnej w Brunświku, przepis ten dozna niebawem korzystnej zmiany.

Podobnie jak gdzieindziej, również i w Niemczech wystąpiły niepożądane objawy wzajemnej konkurencji pomiędzy koleją a samochodem. Celem uniknięcia walki konkurencyjnej został w r. b. zawarty między obu stronami układ transportowy, który umożliwia korzystną współpracę. Postanowienie tego układu odnoszą się do linii urządzonych po 1. kwietnia 1929 r., oraz do mających nowo powstać, a obejmują w pierwszym rzędzie ruch osobowy, jakkolwiek zajmują się także ruchem towarowym. Przy liniach tych ruch odbywa się na koszt wspólny w ten sposób, iż poczta partycypuje w zyskach i stratach w 65%, kolej zaś w 35%. Wyjątek stanowią linie o charakterze konkurencyjnym dla kolei (równoległe do toru kolejowego), przy których wysokość zainteresowania jest odwrotną, 65% kolej, zaś 35% poczta.

Liczne dalsze postanowienia regulują wzajemne prawa i obowiązki, możliwość użycia warsztatów kolejowych itp. Pewną koncesję musiała dla kolei zrobić poczta z ruchu towarowego, który wedle zawartego układu przechodzi zasadniczo na kolej.

Celem przeprowadzenia napraw we własnym zarządzie posiada poczta 5 zakładów mechanicznych w Berlinie, Wrocławiu, Erfurcie, Karlsruhe i Dortmundzie. Oprócz tego istnieją lotne kolumny reparacyjne, które przeprowadzają mniejsze naprawy. Liczne szczegóły, których nie sposób tu przytoczyć, ilustrują należycie prowadzenie tego olbrzymiego przedsięwzięcia.

— **Drogi automobilowe we Włoszech** zestawione są w Nr. 21 *Der Strassenbau*.

Jak wiadomo, Włochy przodują obecnie w budowie dróg automobilowych wykonywanych z reguły przez przedsiębiorstwa prywatne z pewnymi gwarancjami skarbu Państwa. Wedle ostatnich publikacji stan tych dróg jest następujący:

I. Wykonane: 1. Medjolan-Jeziora (Como, Varese, Lago Maggiore). Ukończona w r. 1927 o długości 86 km, szerokości 8 m. Koszta budowy 89 mil. l. Przedsiębiorstwo „S. A. Autostrade“ posiada koncesję na lat 50, poczem droga przechodzi na własność Państwa. Państwo ma również prawo wykupić drogę przedwcześnie. Gwarancja państwowa wynosi rocznie 1½ mil. l. na obligacje, dotychczas jednak była zbyteczną.

2. Medjolan-Bergamo. Otwarta w r. 1928 o długości 49 km, szerokości 8 m. Koszta budowy 54 mil. l. pokryte przez „Società Bergamasca Autovie“. Roczna dotacja państwowa 1·1 mil. l. Państwo dopłaciło dotychczas 2 mil. l.

3. Neapol-Pompeja, otwarta w lipcu 1929. Długość 21·5 km, szerokość 8 m. Koszta 36 mil. l. Wykonana przez „Autostrade Meridianali“. Gwarancja państwowa 0·9 mil. l.

4. Rzym-Ostja. Długość 20 km, szerokość 10 m. W nocy oświetlona. Wybudowana i eksploatowana przez miasto Rzym.

II. W budowie: 1. Neapol-Pompeja-Salerno. Jest to przedłużenie drogi Neapol-Pompeja. Długość 23·7 km. Koszta 39 mil. l. Gwarancja 700.000 l. Przedsiębiorstwo jak I₂.

2. Florencja-Morze. Długość 83 km. Szerokość 8 m. Koszta 100 mil. l. Gwarancja 2·6 mil. l. Przedsiębiorstwo „Autostrade Toskane“.

3. Bergamo-Brescia. Długość 46 km. Szerokość 8 m. Koszta 54 mil. l. Gwarancja 1 mil. l. Przedsiębiorstwo „S. A. Bresciana Autovie“.

4. Padwa-Wenecja. Długość 26 km. Koszta 30 mil. l. Gwarancja 0·6 mil. l. Przedsiębiorstwo: „Autostrade die Venecia e die Padora“.

5. Turyn-Medjolan. Długość 125 km. Koszta 145 mil. l. Gwarancja 3·7 mil. l.

III. W projekcie: 1. Brescia-Verona, długość 59 km. Koszta 60 mil. l.

2. Wenecja-Tryjest. Koszta 140 mil. l.

3. Werona-Padwa.

4. Fiuma-Tryjest.

— **Drogi betonowe wykonane w Stanach Zjednoczonych w r. 1929** opisuje inż. Wernekke w Nr. 19/1930 *Der Strassenbau*.

W r. 1929 wykonano 13.700 km betonowych dróg międzymiastowych oraz około 4,200.000 m² betonowych nawierzchni miejskich. W niektórych Stanach, jak np. New York, Michigan, Texas, Iowa, Missouri i Pennsylvania przyrost w powyższym roku przekracza 1000 km.

Szczególne postępy poczyniła nawierzchnia betonowa na lotniskach. W Stanach Zjedn. istnieje obecnie około 20 portów lotniczych, których pola wzlotów ubezpieczone są nawierzchnią betonową. Początek w tym kierunku zrobił Ford w Detroit w r. 1928, poczem zastosowano ją na lotniskach w Glendale, Kalifornji, Nowym Yorku, St. Louis i t. p. Ilość cementu zużytego przez lotniska szacują na milion beczek po 200 kg.

W przepisach dołączanych do kontraktów budowlanych nastąpiły w r. 1929 bardzo nieznaczne zmiany. 13 Stanów przepisuje dla betonu po 28 dniach pewną ustaloną wytrzymałość, w 17 Stanach określa się szczegółowo stosunek wody.

Na ogół przyjął się przekrój z wzmocnieniami krawężniami, tylko w 7 Stanach (na 48) wykonują nawierzchnię bez tych wzmocnień. W 26 Stanach przepisuje się przymus mechanicznego wykonania nawierzchni a w 17 dalszych sposób wykonania dowolny.

21 Stanów przewiduje stosunek mieszanki betonu wagowy, inne objętościowy. Jak widzimy z powyższego w dziedzinie tej panuje w Stanach Zjednoczonych jeszcze bardzo wielka różnorodność.

W ostatnich czasach nie ograniczają się prace tylko do budowy nowych dróg lub wymiany nawierzchni na starych drogach na betonową, ale również obejmują rozszerzenie istniejących jezdni betonowych oraz usuwanie skrzyżowań w poziomie.

To ostatnie obejmuje nie tylko skrzyżowania drogi z koleją ale również skrzyżowania dwóch dróg. Zauważyć jednakże należy, iż roboty te powodują często olbrzymie koszta, którym tylko z trudnością Zarządy drogowe podołać są w stanie.

— **O badaniach podłoża przy budowie dróg** pisze Dr. J. Horr w Nr. 15/1930 *Die Strasse*.

W wielu wypadkach grzeszą inżynierowie brakiem żywszego zainteresowania się sprawą podłoża dla nawierzchni drogowej, co w rezultacie doprowadza często do bardzo nieszczerzonych rezultatów. Rzadko kiedy uważane jest podłoże za czynnik, który decydująco wpłynąć może na rodzaj projektowanej nawierzchni i z tego powodu widzimy, że w jednych i tych samych warunkach podłoża, szczególnie w miastach, raz wykonuje się nawierzchnię brukowaną, innym znowu razem betonową, asfaltową, drewnianą i t. p. Nic dziwnego zatem, że dane podłoże nie zawsze jest uniwersalne i że dla pewnych nawierzchni okazuje się czynnikiem szkodliwym, atakując i niszcząc jezdnię od spodu znacznie silniej, aniżeli z zewnątrz czyni to ruch.

Rzeczą pierwszorzędną jest zbadanie, czy podłoże sformowane jest z materiałów ziemnych zawierających kwasy, albowiem te niszczą bardzo szybko prawie każdą nowoczesną nawierzchnię.

Jeśli istotnie ten wypadek zachodzi, natenczas okaże się bezwzględnie koniecznym naniesienie odpowiednio grubej warstwy ziemi wolnej od kwasów jako warstwy izolacyjnej.

Podobnie ważnym jest zbadanie oscylacji stanów wody zaskórnej, albowiem o ile choćby chwilowo woda ta dosięga nawierzchni od spodu, natenczas zastosowanie mogą znaleźć tylko najsilniejsze i niepoddające się typy jezdni.

Również wielki wpływ na stan nawierzchni mają wody zużyte pochodzące z fabryk, dalej w miastach gaz ulatniający się z nieszczelnych przewodów i t. p.

W końcu zwrócić należy uwagę na konieczność niezmiernie starannych badań podłoża w terenach kopalni, gdzie nawet bez wpływu wspomnianych wyżej czynników, mogą zajść deformacje niezmiernie szkodliwe dla nawierzchni.

— **Łatanie nawierzchni betonowej** jest omawiane w artykule Dr. Gerecke w Nr. 7/1930 *Die Betonstrasse*.

Dotychczas znaczną trudność stanowiła naprawa nawierzchni betonowej w formie łat. Dobroć wykonania tych łat polega w tym, by miejsce naprawione tężało jak najszybciej, gdyż ruch na drodze nie znosi dłuższej przerwy, nadto by materiał łaty wiązał się należycie z nawierzchnią. Autor zwraca uwagę na wypróbowany na drodze doświadczalnej w Brunśniku preparat „Sika-8⁴”, który tam zdał egzamin bardzo dobrze*).

Preparat ten wchodził w skład wody służącej do zarobienia betonu w stosunku objętościowym 1 część „Sika” na 1½ części wody. Beton składał się objętościowo z 1 części cementu portlandzkiego, 1,6 części ostrego piasku 0—5 mm i 1,4 części gryszy granitowego 5—25 mm i zarobiony był do konsystencji mokrej ziemi. Przed naniesieniem betonu do naprawianej dziury, były one oczyszczone i pociągnięte reztworem Sika i wodą w stosunku 1:1.

Wytrzymałość na ciśnienie kostki próbnej wykonanej z tego betonu wynosiła po upływie 46 godzin przeciętnie 105 kg/cm² (wahania w granicach 90—132,5 kg/cm²).

Po upływie 38—46 godzin od chwili ukończenia naprawy, poddano łaty przejazdowi ciągnika na gumach 2,3 t oraz doczepki na kołach żelaznych 4 t (szerokość obręczy 10,5 cm, ciśnienie na drogę 95,1 kg/cm szerokości), przy czym suma próbnego obciążenia w 4 bezpośrednio po sobie następujących dniach wyniosła dla ciągnika 1726,2 t, dla doczepki 3176 t razem zatem 5002,2 t. Pod wpływem tego obciążenia nie ukazały się żadne uszkodzenia; zachodzi przy tym przypuszczenie, iż okres pomiędzy ukończeniem naprawy a oddaniem do ruchu może być jeszcze bardziej skrócony do 20—24 godzin.

Dodać należy, że silny mróz w zimie w r. 1927 nie uszkodził naprawek, pomimo, iż normalnie wykonany beton wykazywał z tego powodu wyluszczenia.

Okazało się zatem, że przy dodaniu rzeczonoego preparatu możliwym jest wykonanie naprawy, nie wymagającej zbyt długiej przerwy w ruchu.

Nadmienić jednak wypada, o czym autor jednak nie pisze, iż pierwsze próby na tej drodze z omawianym preparatem nie udały się, albowiem łaty zostały zniszczone pod wpływem znacznie mniejszego obciążenia, mianowicie 258,65 t ciągnika i 484 t doczepki. Przyczyną niszczenia było nieodpowiednie dozowanie, mianowicie dodano Sika do wody w stosunku 1:1, co w skutkach swych okazało się fatalne, albowiem wiązanie następowało zbyt szybko, już w czasie przerabiania betonu. Musiało się to naturalnie odbić na jego dobroci.

Okazuje się zatem, że preparat ten jest do celów napraw nawierzchni betonowych bardzo odpowiedni, jednakże dla każdego specjalnego wypadku należy dokładnie wypośrodkować, jaki ma być jego stosunek do wody. E. B.

Zebrania i odczyty w Towarzystwie.

W dniu 10. grudnia 1930 r. wygłosił Dr. Inż. Alfons Chmielowiec odczyt p. t. „Międzynarodowa kolej Nicea-Coni”.

W dniu 17. grudnia 1930 r. wygłosił Inż. Włodzimierz Janowski odczyt p. t. „Zjawiska lodowe w dorzeczu górnego Dniestru (po ujście Zbrucza)”.

Streszczenie odczytu p. Dr. Inż. A. Chmielowca, wygłoszonego w Polskim Towarzystwie Politechnicznym we Lwowie, p. t. „Międzynarodowa kolej Nicea-Coni”.

* Jest to preparat bitumiczny, o bliżej nieznanym składzie, znajdujący się w handlu w formie pasty lub płynu, który powoduje wiązanie cementu w ciągu 1—5 minut, podnosząc również wytrzymałość betonu na ciśnienie. Powiększa równocześnie szczelność betonu.

Kolej tę otwarto przed trzema laty. Już w roku 1880 postanowili Włosi wybudować kolej z Coni do Ventimille. Najodpowiedniejsza technicznie trasa prowadziła wzdłuż doliny rzeki La Roya, przekraczając na długości 18 km terytorjum francuskie. W r. 1904 zawarta została konwencja włosko-francuska: oba rządy, każdy na swoim terytorjum zobowiązały się wykonać kolej Coni-Ventimille przez Breil, a stąd odgałęzienie do Nicei. Odcinek francuski linii Nicea-Coni zawiera 58,770 km, zaś linii Breil-Ventimille 4,400 km, razem 63 km. Jest to kolej jednotorowa, tylko cztery większe tunele wykonano na dwa tory. Stosunkowo długi okres budowy tego odcinka (19 lat, z czego potrącić należy pięć lat wojny) należy tłumaczyć niezwykle trudnościami technicznymi z powodu górzystości terenu (Alpy Nadmorkie) i ważności linii (najw. spadek 25‰ i małe krzywizny, najmn. promień 300 m). To też na tym odcinku jest 45 tuneli o łącznej długości 23 km czyli przeszło 1/3 trasy, w tym tunel pod przełęczą de Braus o długości 6 km. Pozatem linja ta zawiera około 300 obiektów o łącznej długości ponad 3 km, więc około 5‰ trasy. Ale większe od topograficznych były trudności geograficzne. Przeważnie jest tu wapień kredowy, mocno pofalowany, przedzielony warstewkami gliny. Naruszenie go powoduje zwichnięcie równowagi i usuwanie się w stronę trasy. Stąd wynikły ogromne roboty odwadniające, potężne mury oporowe arkadowe, wiadukty dla przepuszczenia usuwisk, których filary opatrzone ostrzami w stronę góry, mają zadanie krajania mas usuwających się i przepuszczania ich po pod przęsła w dolinę. W dwu miejscach natrafiono na złoża gipsu. Gips rozpuszcza się we wodzie, tracąc na wytrzymałości, przez co wymaga głębokich fundamentów. Pozatem woda, zawierająca rozpuszczony gips rozkłada zaprawę cementową, odbierając jej własności wiążące. Tylko jeden cement topiony (otrzymany z wapnia i bauksytu) okazał się odporny. W trzech tunelach natrafiono na skały anhydrytowe. Anhydryt łączy się chciwie z wodą, powiększając objętość prawie o połowę. To pęcznienie, jeżeli napotyka na budowlę np. omurowanie tunelu, miażdży ją. W tunelu Col de Braus pogorszo stan rzeczy wskutek przerwania zaczętych przed wojną robót. Dokończenie tego tunelu wymagało bohaterkich wprost wysiłków.

Z pośród poważnych obiektów niektóre zasługują na szczególną uwagę, czy to dzięki pięknej lub śmiałej formie, czy to dzięki oryginalnym metodom wykonania. Do nich należy wiadukt de L'Escarène (11 łuków po 15 metrów) o pięknych filarach, których grubość i szerokość rośnie ku dołowi według prawa parabolicznego; przebiega on w wysokości 40 m nad miastem. Most de l'Eura (30 m) jest pięknym przykładem łuku bez przyczółków. Podniebienia wielkich przęsł wiaduktów de l'Erbossiera (36 m) i Scarassoni (48 m) mają piękną i smukłą linję eliptyczną. Wiadukt Scarassoni ponad rzeką la Roya, pierwszy większy obiekt od strony granicy włoskiej, otrzymał szczególnie piękną formę architektoniczną. Drugim obiektem ponad tą samą rzeką jest most de Saorge, łuk o rozpiętości 40 m w wysokości 60 m nad doliną. Kraźzyny zawieszono tu nad przepaścią przy pomocy lin. Kraźzyny wymienionych trzech łuków miały postać wachlarza, zawieszono na linach, których napięcie, regulowane przy pomocy naśrubków pozwalało na lekkie podniesienie klucza i na zgięcie kraźzyn po zamknięciu łuku. Najciekawszym jest wiadukt, przekraczający dolinę potoku la Bévère pod bardzo ostrym kątem. Konstrukcja żelazna dwuprzęsłowa, 90 m długa, wymagała w środku podpory. Zwykły filar, wybudowany w tym miejscu zatarasowałby bieg wód i byłby bardzo wysoki i kosztowny. Zamiast tego wykonano łuk kamienny w płaszczyźnie prostopadłej do osi mostu ($l=30\text{ m}$, $f=15\text{ m}$), opierający się o strome ściany doliny w znacznej wysokości nad wodą. Jest to rozwiązanie oryginalne i najbardziej celowe. Także montaż i opuszczenie konstrukcji żelaznej (280 ton) na łożyska wymagały od przedsiębiorców dużo inwencji, gdyż platforma ograniczona do 60 m łożała w poziomie o 6, względnie 8 m wyższym od poziomu łożysk. Ale Francuzi pokonali wszystkie te trudności z właściwym sobie połtem, wzbudzając podziw całego świata.