

CZASOPISMO TECHNICZNE

ORGAN TOWARZYSTWA POLITECHNICZNEGO WE LWOWIE.

Rocznik XXVIII.

Lwów, dnia 10 lipca 1910.

Nr. 13.

TREŚĆ: V Zjazd Techników polskich: Odezwa. — Dr. Inż. Kasper Weigel: Wykreślne wyrównanie przy trygonometrycznym oznaczeniu punktów przez wcinanie (Ciąg dalszy). — Inż. Władysław Adamczyk: Sprawozdanie z I kongresu drogowego odbytego w Paryżu w październiku 1908 (Ciąg dalszy). — Sprawozdania z literatury technicznej (z tablicą). — Rozmaitości.

Koledzy!

W ślad za pierwszą odezwą, rozesłaną w styczniu b. r. zawiadamiamy, że termin V. Zjazdu Techników polskich we Lwowie, oznaczono na dni **9, 10 i 11 września b. r.** i że ostatecznie uchwalono utworzyć następujące sekcje:

1. Architektoniczną.
2. Komunikacji lądowej.
3. Budownictwa wodnego.
4. Mechaniczną, obejmującą: budowę maszyn, technologię mechaniczną metali, drewna i kamieni, kolejnictwo, awiatykę, ogrzewanie i wentylację.
5. Elektrotechniczną dla prądów słabych i silnych.
6. Chemiczno-technologiczną z podsekcją gazowniczą.
7. Tekstylną, obejmującą odnośne działy technologii chemicznej i mechanicznej.
8. Cukrowniczą.
9. Górniczą i naftową.
10. Ogólną i przemysłową, obejmującą: sprawy przemysłowe, wykształcenie zawodowe, stanowisko społeczne techników i słownictwo techniczne.

Nadto postanowiono urządzić w czasie Zjazdu wystawę prac słuchaczy Szkoły Politechnicznej we Lwowie, oraz wystawę wynalazków i prac Techników polskich i Architektów.

Pierwsza ma nam dać obraz sposobu kształcenia młodych techników i dzięki staraniom odnośnych profesorów i poparciu Grona wypadnie pod każdym względem świetnie.

Inaczej się przedstawia sprawa drugiej wystawy obejmującej prace i wynalazki inżynierów-Polaków, oraz prace Architektów polskich.

Udanie się jej zależy jedynie od dobrej woli i poparcia Kolegów i nie pomogą najusilniejsze starania Komitetu, jeśli odezwy nasze przebrzmiają bez skutku.

Niezależnie od powyższych wystaw, czyni Komitet starania nad urządzeniem wystawy awiatycznej.

Wystawa Architektów polskich będzie pomieszczona w Pałacu Sztuki na placu Powyżstwowym, zaś wszystkie inne w Politechnice.

Nie potrzebujemy uzasadniać, że największe znaczenie dla Zjazdu mają odczyty i referaty wygłoszone w poszczególnych Sekcjach. Omawiają one prace, dokonane na polu technicznym, wykazują dotychczasowe wady techniki wogóle i wkońcu wskazują, w jakim kierunku ku lepszemu iść należy. Ażeby jednak osiągnąć właściwy cel, przetrwać i omówić należycie obfity materiał, koniecznym jest ogłoszenie drukiem wszystkich odczytów i referatów i rozdanie ich uczestnikom Zjazdu przed rozpoczęciem obrad.

Dlatego Komitet mając powyższe zadania na uwadze uprasza Szanownych Kolegów, aby zechcieli zgłoszone referaty i odczyty przysyłać już teraz czy to do odnośnych Sekcji czy też wprost do Komitetu, zaś wnioski, jak również uczestnictwo w Zjeździe i bankiecie zgłaszać bezzwłocznie, by ułatwić Komitetowi pracę w układaniu szczegółowego programu Zjazdu.

Na razie podajemy do wiadomości, że:

8 września (czwartek) 8 godz. wieczór, odbędzie się Zebranie towarzyskie.

9 " (piątek) o godz. 10 rano. Uroczyste otwarcie Zjazdu i I Ogólne Zebranie, o godz. 12 odsłonięcie pomnika ś. p. J. Zachariewicza w westybulu Politechniki, zaś o godz. 12¹/₂ Otwarcie i zwiedzenie wystawy prac Techników polskich w Politechnice, popołudniu od godz. 3—7 obrady sekcyjne, wieczór o godz. 8 teatr, po teatrze zebranie towarzyskie.

10 " (sobota) rano od godz. 9—11 obrady sekcyjne, o godz. 11¹/₂ Otwarcie wystawy Architektów w Pałacu Sztuki, popołudniu od godz. 3—7 obrady sekcyjne, wieczór o godz. 9 raut.

11 września (niedziela) o godz. 11 rano. II. Ogólne zebranie i zamknięcie Zjazdu, wieczorem o godz. 5 bankiet.

12 „ (poniedziałek) ewentualnie i 13 września (wtorek) będą urządzane wycieczki ogólne i sekcyjne.

Wkładka uczestnictwa w Zjeździe wynosi 20 K. — 8 Rb. — 17 M.

Panie w towarzystwie uczestników Zjazdu płąć 12 K. — 5 Rb. — 10 M.

Karta udziału w bankiecie od osoby 15 K. — 6 Rb. — 13 M.

Ponieważ dotychczas nie posiadamy spisu techników polskich i wskutek tego niejedni z Kolegów mógłby nie dostać zaproszenia, karty udziału itp., prosimy przeto po nie zgłaszać się do Komitetu Zjazdu (Lwów, Politechnika). Listę, zgłaszających się uczestników Zjazdu, oraz zgłoszone tematy odczytów i referatów ogłaszać będziemy stale w *Czasopiśmie Technicznym*.

Pierwotnie oznaczony termin zgłoszeń uczestnictwa (1 lipca), przedłużono ostatecznie do 15 lipca, i prosimy usilnie wszystkich Kolegów, by we własnym interesie terminu tego nie przekraczali.

Liczba zgłoszeń bowiem, które wpłyną do 15 lipca zadecyduje o liczbie odznak, przewodników, odbitek odczytów i referatów, wydanych nakładem Komitetu i wobec tego nie moglibyśmy później zgłaszającym się Kolegom służyć powyższymi rzeczami.

Wszelkich wyjaśnień udziela Komitet V Zjazdu Techników polskich, — Lwów — Politechnika, parter, — telefon 730 b. pisemnie lub ustnie w godzinach od 9 do 12 przed południem.

Za komitet U Zjazdu Techników polskich:

Zygmunt Sochacki,
sekretarz.

Leon Syroczyński,
prezes.

Wykreślne wyrównanie

przy trygonometrycznym oznaczeniu punktów przez wcinanie.

(Ciąg dalszy).

Chcąc wyznaczyć punkt przybliżony P , obieramy w obrębie figury błędów dowolny punkt P^1 i wyznaczamy dla niego w znany sposób wypadkową w_1 . Następnie obieramy na wypadkowej w_1 drugi punkt P^2 w takiej odległości od P^1 , by temi dwoma punktami mogła być wyznaczona krótka prosta, o długości odpowiadającej spodziewanej długości P^1-P .

Dla punktu P^2 wyznaczamy wypadkową w_2 i prostopadłą do niej t_2 w tymże punkcie. t_2 będzie więc styczną w punkcie P^2 do odpowiedniej elipsy błędów $(\epsilon)_2$.

Obierając więc punkt P^3 bardzo blisko leżący koło punktu P^2 na prostej t_2 , znajdujemy się w przybliżeniu na obwodzie elipsy $(\epsilon)_2$, a wypadkowa w_3 dla punktu P^3 przetnie się z wypadkową w_2 w O_2 środku koła ściśle stycznego do elementu $\widehat{P^2P^3}$ owej elipsy $(\epsilon)_2$.

Jeśli z punktu O_2 poprowadzimy prostą równoległą do w_1 , otrzymamy na przecięciu się jej ze styczną t_3 punkt P^4 .

Jeżeli stosunek elementu $\widehat{P^3P^4}$ do $\widehat{P^2P^3}$ jest ≤ 1 , to jeszcze z dostateczną dokładnością możemy przyjąć, że środek promienia krzywizny elementu $\widehat{P^3P^4}$ leży w punkcie O_2 , czyli że kierunek w_4 będzie przechodził przez punkt O_2 .

Ostatecznie mamy więc dwa punkta P^1 i P^4 , dla których wypadkowe są równoległe, czyli że mamy dwa punkta, leżące na współśrodkowych, podobnych i podobnie leżących elipsach, dla których normalne do odpowiednich elips mają równoległy kierunek. Więc prosta, łącząca te dwa punkty, jest również trajektoryą do owych elips nachyloną pod pewnym tym samym kątem i przechodzi przez ich wspólny środek.

Otrzymaliśmy więc jedną prostą, na której leży punkt P .

Dla sprawdzenia, czy rzeczywiście otrzymaliśmy prostą P^1-P , wyznaczmy w_4 i porównajmy kierunki w_1 i w_4 . Jeśliby miała miejsce pewna odchyłka, to z przecięcia się w_3 i w_4 wyznaczymy na t_4 punkt P^5 , który wprowadzimy do konstrukcji zamiast punktu P^4 .

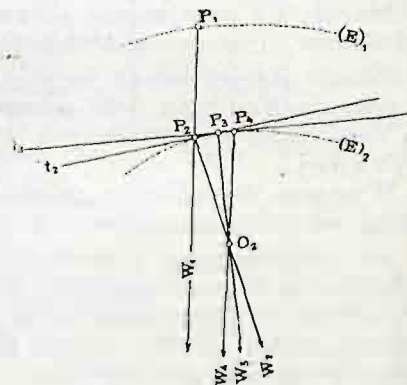


Fig. 12.

Drugą prostą, na której leży punkt P , otrzymamy łącząc końce wypadkowych w_4 (względnie w_5) i w_1 odniesionych, co do swych wielkości z odpowiednich wieloboków sił, prostą, której przecięcie się z prostą P^1P^4 (względnie P^1P^5) da punkt P .

Należałoby tylko jeszcze udowodnić, że tem przecięciu leży rzeczywiście punkt P .

Jeśli punkty P^1 i P^4 leżą na prostej, przechodzącej przez punkt P (wspólny środek elips $(\epsilon)_1$ i $(\epsilon)_4$), to ponieważ wedle poprzednich uwag w_1 i w_4 są do siebie równoległe

$$\operatorname{tg} \nu_1 = \operatorname{tg} \nu_4 = \frac{w_{y_1}}{w_{x_1}} = \frac{w_{y_4}}{w_{x_4}}$$

Dla przyjętego układu w punkcie P , o osi

spadających z głównymi osiami elipsy śr. błędu jest ogólnie:

$$w_y = \left[\frac{p \cos^2 \varphi_0}{s^2} \right] y$$

$$w_x = \left[\frac{p \sin^2 \varphi_0}{s^2} \right] x$$

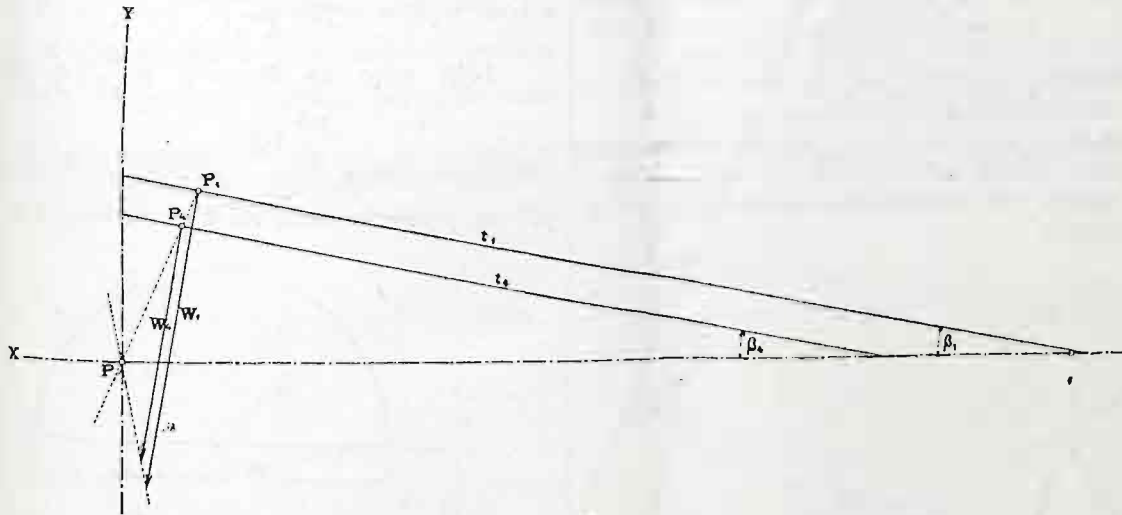


Fig. 13.

Ponieważ nie wyznaczyliśmy dotychczas kierunków głównych osi owej elipsy, powracamy znów do pierwotnego naszego układu współrzędnych, z tą tylko różnicą, że przesuwamy osie równoległe do siebie i zakładamy początek układu w punkcie P.

jeśli promienie s zawierają z osią $XX^{\text{ów}}$ kąty

$$\varphi_0 = \varphi - \Phi$$

$$w = \sqrt{w_y^2 + w_x}$$

zas Po wstawieniu wartości na w_x i w_y do ostatniego wzoru otrzymamy:

$$w_1 = \sqrt{\left(\left[\frac{p \cos \varphi_0}{s^2} \right] y_1 \right)^2 + \left(\left[\frac{p \sin^2 \varphi_0}{s^2} \right] x_1 \right)^2}$$

$$w_4 = \sqrt{\left(\left[\frac{p \cos \varphi_0}{s^2} \right] y_4 \right)^2 + \left(\left[\frac{p \sin^2 \varphi_0}{s^2} \right] x_4 \right)^2}$$

lub po wstawieniu dla przejrzystszej formy:

$$\left[\frac{p \cos^2 \varphi_0}{s^2} \right] = P$$

$$\left[\frac{p \sin^2 \varphi_0}{s^2} \right] = Q:$$

$$w_1 = \sqrt{P^2 y_1^2 + Q^2 x_1^2}, \quad w_4 = \sqrt{P^2 y_4^2 + Q^2 x_4^2}$$

$$\text{więc } \frac{w_1}{w_4} = \sqrt{\frac{\left(\frac{P}{Q} \right)^2 y_1^2 + x_1^2}{\left(\frac{P}{Q} \right)^2 y_4^2 + x_4^2}}, \text{ ponieważ}$$

dalej $\text{tg } \nu_1 = \text{tg } \nu_4$, więc $\text{tg } \beta_1 = \text{tg } \beta_4$ (patrz fig. 13), jeśli β nazwiemy kąty utworzone przez oś $XX^{\text{ów}}$ i styczne w punktach P^1 i P^4 do elips błędów,

czyli że $\text{tg } \beta_1 = \text{tg } \beta_4 = \frac{y_1}{x_1} = \frac{y_4}{x_4}$

$$\text{więc } y_1 \cdot y_4 = x_1 \cdot x_4$$

$$x_1^2 = \frac{y_1^2 x_4^2}{y_4^2}, \quad x_4^2 = \frac{y_4^2 x_1^2}{y_1^2}$$

stosunek $w_1:w_4$ możemy i tak wyrazić:

$$\frac{w_1}{w_4} = \frac{y_1}{y_4} \sqrt{\frac{\left(\frac{P}{Q} \right)^2 + \frac{x_4^2}{y_4^2}}{\left(\frac{P}{Q} \right)^2 + \frac{x_1^2}{y_1^2}}} = \frac{y_1}{y_4}$$

Z stosunku tego wynika, że prosta, poprowadzona przez końce dwu wypadkowych do siebie równoległych naniesionych od odnośnych punktów (P^1, P^4), przetnie się z prostą P^1P^4 w punkcie wyrównanym P.

Cheąc oznaczyć dokładnie, z jaką punkt P został wyrównany, musimy znów powrócić do elipsy śr. błędu.

Dla tego układu przedstawi się równanie elipsy śr. bł. w formie:

$$x^2 \left(\frac{\rho}{m} \right)^2 \left[p \frac{\sin^2(\varphi)}{s^2} \right] - xy \left(\frac{\rho}{m} \right)^2 \left[p \frac{\sin 2(\varphi)}{s^2} \right] + y^2 \left(\frac{\rho}{m} \right)^2 \left[p \frac{\cos^2(\varphi)}{s^2} \right] = 1$$

Nazwijmy kąt, o który odchyła się dowolna prosta g przechodząca przez P, środek układu od osi $xx^{\text{ów}}$ przez ψ , następnie zastąpmy współrzędne x i y przez zmienny promień r

$$x = r \cos \psi$$

$$y = r \sin \psi,$$

a otrzymamy równanie elipsy śr. błędu w układzie biegunowym:

$$r = \pm \frac{m}{\rho \sqrt{\left[p \frac{\sin^2 \{(\varphi) - \psi\}}{s^2} \right]}}$$

dla $\psi=0, \psi=90^0$ otrzymamy z tego równania odcinki r_x i r_y , które owa elipsa wyznacza nam na osiach x i y.

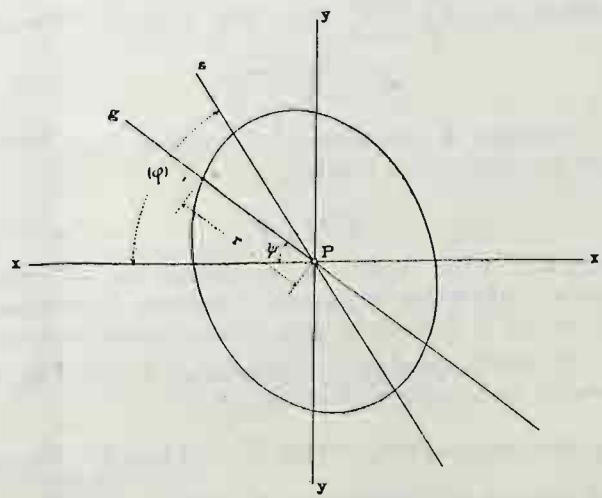


Fig. 14.

Cheąc wyznaczyć r_x i r_y wykreślić, obieramy dowolną jednostkę długości np. 1 cm i wyznaczamy

zapomocą linii wpływowych dla każdego promienia s odpowiednie $p \frac{h}{s^2}$.

Przez podwójne odrzutowanie długości $p \frac{h}{s^2}$ na oś $XX^{\text{ów}}$ i z powrotem na s , otrzymamy (patrz fig. 15) długości o_1 i o_2 , które będą równe:

$$o_1 = p \frac{h}{s^2} \sin^2((\varphi) - 0)$$

$$o_1 = p \frac{h}{s^2} \sin^2(\varphi)$$

$$o_2 = p \frac{h}{s^2} \sin^2((\varphi) - 90^{\circ}),$$

czyli o_2 będzie tem samym dla kierunku y , co o_1 dla kierunku x .

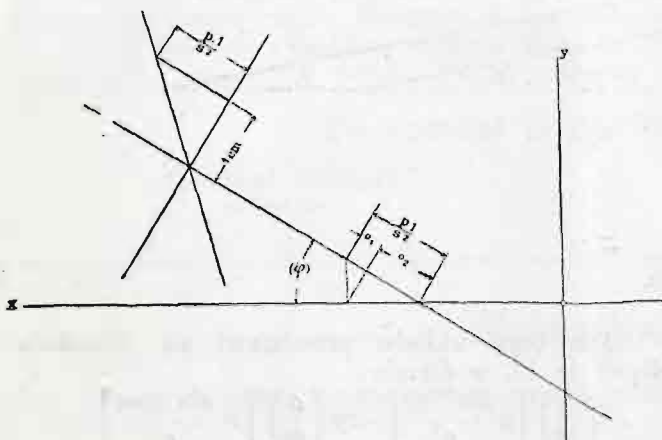


Fig. 15.

Gdy więc zesumujemy wykresnie (ostrzem cyrkla) wszystkie o_1 dla promieni s , otrzymamy gdyżmy h przyjęli równe pewnej jednostce, dla kierunku XX sumę $\left[p \frac{\sin^2(\varphi)}{s^2} \right]$, (przyjmując $h=4 \text{ cm}$ otrzymamy z powodu, że we wzorze na r jest h pod drugim pierwiastkiem, r w skali dwa razy większej).

Analogicznie otrzymujemy dla osi y sumę $\left[p \frac{\sin^2((\varphi) - 90^{\circ})}{s^2} \right]$.

Nakoniec musimy jeszcze wyznaczyć wykresnie $m = \pm \sqrt{\frac{[p v v]}{n - k}}$ więc dla weinania wprzód

$$m = \pm \sqrt{\frac{[p v v]}{n - 2}}$$

Odstępy h promieni s od punktu P odpowiadają poprawkom v i tak

$$v'' = \frac{h}{s} \varphi''$$

możnaby więc każde h zamienić na odpowiednie v'' , używając wykresu, o którym była mowa na str. fig. 8. Byłaby to jednak zbyt żmudna droga.

O wiele prędzej i dokładniej dojdziemy do wyniku w sposób następujący:

Nie szukamy m'' lecz $\frac{m}{\varphi}$, która to długość jest nam i tak potrzebna do wykresu elipsy śr. błędu, chcąc jednak mieć wyznaczony śr. błąd m o wadze $=1$ w sek. możemy go mając $\frac{m}{\varphi}$ wyznaczyć z wykresu dla l'' i Δ (fig. 8).

Po wstawieniu wartości za v przedstawi się śr. błąd jednostkowy:

$$m = \pm \varphi \sqrt{\frac{p \frac{h^2}{s^2}}{n - 2}} \quad (\text{wein. wprzód});$$

h mamy dane jako rzuty P na s , a więc także z linii wpływowych $p \frac{h}{s^2}$.

Jeśli więc na długości $p \frac{h}{s^2} + h$ zakreslimy koło o promieniu $\frac{p h}{s^2} + \frac{h}{2}$ otrzymamy długość $\frac{h}{s} \sqrt{p}$ jak to przedstawiono na fig. 16.

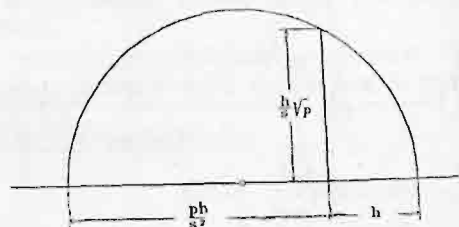


Fig. 16.

Jeśli wagi p są jednakowe czyli $=1$, otrzymamy najszybciej $\frac{h}{s}$ wykresnie w sposób następujący, wynikający z proporcji $\frac{h}{s} : \frac{10}{s} = h : 10$.

Przy wyznaczaniu poszczególnych $\frac{1}{s^2}$ sposobem rachunkowym lub wykresem, (patrz fig. 9), mamy wyznaczone wprost przy sposobie wykresnym także i poszczególne $\frac{1}{s}$, a licząc np. logarytmami mamy także wyznaczone poszczególne logarytmy s , czyli że powiększenie roboty będzie tu bardzo małe.

Obliczając na dwóch dowolnych osiach n. p. $\frac{10}{s}$, a na drugiej 10 cm , możemy wykresnie znaleźć $\frac{h}{s}$ odpowiadające owemu h odmierzonemu z figury błędów $=s - P$.

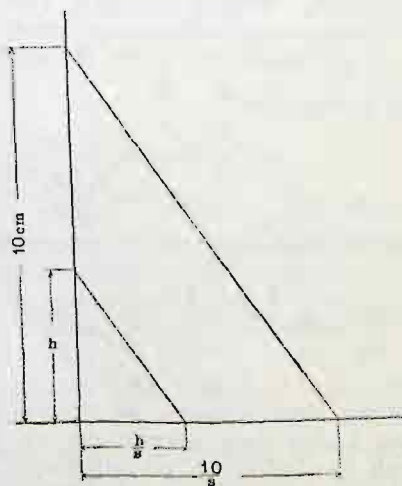


Fig. 17.

Ponieważ prosta, do której tu prowadzimy równoległe, jest stosunkowo dość długa, przeto

i wyznaczenie szukanego $\frac{h}{s}$ nastąpi z dostateczną dokładnością.

Mając $\frac{h}{s}$ lub ogólnie $\sqrt{p} \frac{h}{s}$ wykreślnie wyznaczone, przyjmujemy na dowolnej prostej a punkt O i odcinamy na niej w jednym kierunku od punktu O kolejno długości $\frac{h}{s} \sqrt{p}$; znacząc punkta w ten sposób otrzymane liczbami porządkowymi promieni s .

Z dowolnie obranego punktu A na prostej a , kreślimy prostopadłą do a i odnosimy na niej długość OA , podzieliwszy ją na $n-2$ części, otrzy-

dla śr. bł. jednostkowego przedstawionem w formie statycznej.

Mamy więc znaleźć taką siłę $\frac{m}{\rho}$, która wykreślnie przedstawiona jako długość będzie się równała swemu ramieniu, a które cały ów system utrzyma w równowadze, działając na tem ramieniu.

Wedle więc znanego sposobu ze statyki wykreślniej odcinamy na prostej prostopadłej do a siły $1-1'$ itd., uzyskana wielkość S da mi wielkość siły wypadkowej, a R wielkość ramienia znajdujemy obierając dowolnie biegun M i kreśląc wielobok sil i wielobok sznurowy.

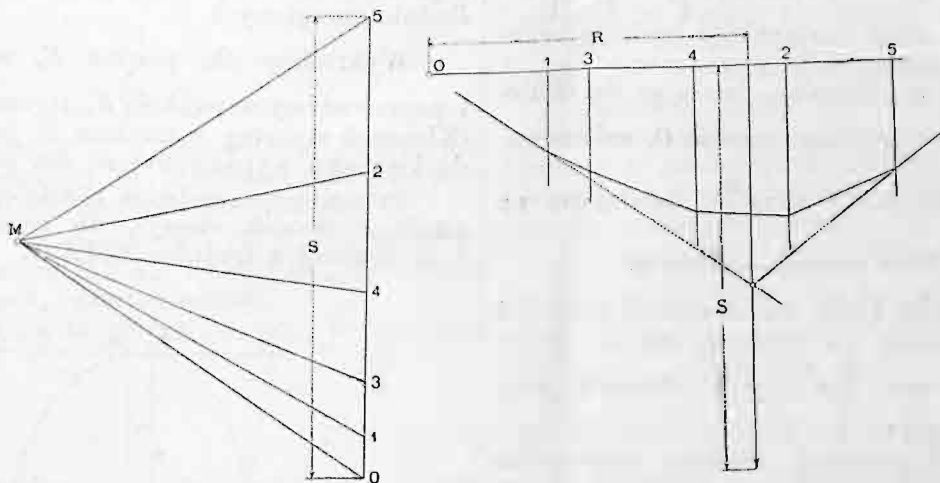


Fig. 19.

mujemy punkt B , a prosta, łącząca O z B , odcina nam na prostopadłych w punktach 1, 2, 3 itd. długości $1-1'$, $2-2'$, (patrz fig. 18).

Uważając te odcinki za siły działające około punktu O na ramionach $O-1$, $O-2$ itd., otrzy-

Przecięcie się boków wieloboku sznurowego da nam położenie wypadkowej S ; wykreślając tedy

równoległą do sił $\frac{\sqrt{p} h}{n-2}$ przez ów punkt przecię-

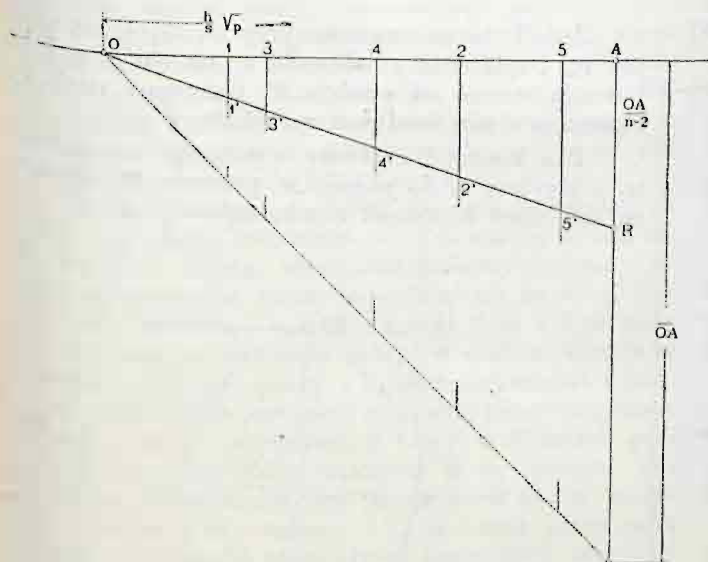


Fig. 18.

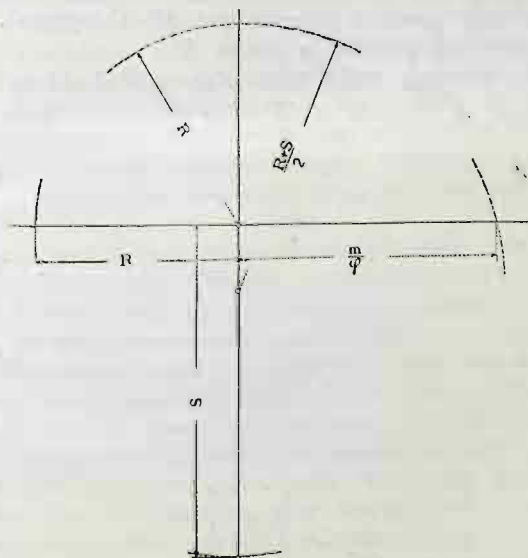


Fig. 20.

mamy sumę momentów statycznych ze względu na punkt O :

$$\frac{h_1 \sqrt{p_1}}{s_1} \cdot \frac{h_1 \sqrt{p_1}}{(n-2)} + \frac{h_2 \sqrt{p_2}}{s_2} \cdot \frac{h_2 \sqrt{p_2}}{(n-2)} + \dots = \frac{m^2}{\rho^2}$$

To więc ostatnie równanie jest równaniem

cia się, otrzymamy tę prostą odciętą na prostej a ramię R siły S .

Wedle poprzedniego równania równa się:

$$R \cdot S = \frac{m^2}{\rho^2}$$

lub

$$S : \frac{m}{\rho} = \frac{m}{\rho} : R$$

Proporcya ta posłuży nam do wyciągnięcia pierwiastku z $\left(\frac{m}{\rho}\right)^2$.

Zakreślmy więc na średnicy $\frac{S+R}{2}$ koło, jak to uwidoczniono na fig. 20, i otrzymamy na prostej a długość $\frac{m}{\rho}$ na wykresie dla Δ i l'' (fig. 8).

Mając dane $\frac{m^2}{\rho^2}$ jako siłę i ramię w kształcie $\frac{m}{\rho} \cdot \frac{m}{\rho}$ lub $S \cdot R$, możemy wyznaczyć r_x i r_y , potrzebne do wykresu elipsy śr. bł. uważając r_x^2 lub r_y^2 za siły działające na ramieniu $\left[p \frac{\sin^2(\varphi)}{s^2}\right]$.

Mamy więc znów następujący problem zapomocą statyki wykresnej do wyznaczenia:

Znaleźć siłę r_x^2 , któraby, działając na ramieniu $\left[p \frac{\sin^2(\varphi)}{s^2}\right]$ od pewnego punktu O , zrównoważyła moment statyczny siły $\frac{m}{\rho}$, działającej na ramieniu $\frac{m}{\rho}$ od tego samego punktu O .

Obieramy więc znów na dowolnej prostej b punkt O i odcinamy na obie jego strony prostej $\frac{m}{\rho}$, po drugiej $\left[p \frac{\sin^2(\varphi)}{s^2}\right]$. Otrzymujemy w ten sposób punkta A i B .

W obu tych punktach kreślimy prostopadłe do b .

Na prostej c , prostopadłej do b , odcinamy $\frac{m}{\rho}$ (punkta A' i O'), w punkcie O' kreślimy równoległą do prostej a i obieramy na niej dowolnie biegun M' . Kreśląc z punktu A równoległą do prostej $M'A'$ (w wieloboku sił) aż do przecięcia się z prostą, wykreśloną w punkcie C prostopadłą do a , otrzymamy na tej ostatniej punkt M . Łącząc punkt M z punktem B i kreśląc równoległą do tej prostej z punktu M' (bieguna), otrzymamy na prostej c punkt B' .

Trójkąt BMA jest więc wielobokiem sznurowym, a długość $O'B'$ odpowiada sile r_x^2 .

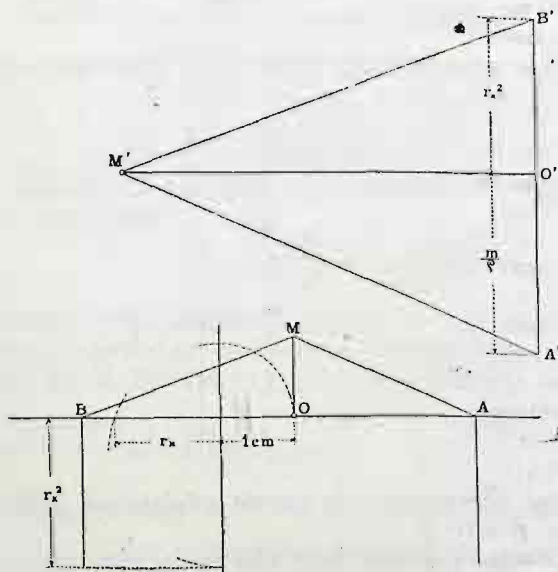


Fig. 21.

Mając wyznaczoną wielkość R_x^2 , użyjemy do

wyciągnięcia z niej pierwiastku jednostki, przyjętej przez nas przy wyznaczaniu wyrażenia $\left[p \frac{\sin^2(\varphi)}{s^2}\right]$.

Ponieważ $r_x^2 : r_x = r_x : 1$, więc znów zakreślamy koło na średnicy równej $r_x^2 + 1$, a koło to wyznaczamy nam na prostej a odcinek $\pm r_x$, jak to uwidoczniono na fig. 21.

Jeśli więc odetniemy z punktu P w kierunkach osi $\pm x \sim \pm r_x$, a w kierunkach osi $\pm y$ analogicznie wyznaczone r_y , otrzymamy cztery punkty elipsy średniego błędu $\pm E_x, \pm E_y$.

Chcąc wykreślić całą elipsę, musielibyśmy wyznaczyć więcej jej punktów. Najszybciej jednak dojdziemy do celu, używając do jej wykreślenia średnic sprzężonych.

Wykreślimy dla punktu E_x wielobok sił $\frac{ph}{s}$ i poprowadzmy w punkcie E_x styczną t_x do elipsy. (Kierunek stycznej w punkcie E_x jest prostopadły do kierunku wypadkowej w_x dla punktu E_x).

Prosta, poprowadzona równoległe do t_x przez punkt P (środek elipsy), da nam kierunek osi z , sprzężonej z średnicą E_xPE_{-x} .

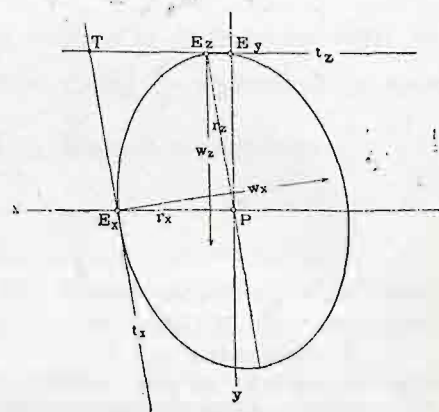


Fig. 22.

Jeżeli teraz wyznaczymy r_z tą samą drogą jak r_x i odetniemy długość r_z na osi z w jedną i drugą stronę od punktu P , będziemy mieli wyznaczone dwie średnice sprzężone elipsy.

Dla kontroli możemy wyznaczyć wypadkową w_z i styczną t_z do elipsy w punkcie E_z . Styczna ta ma mieć kierunek równoległy do osi x .

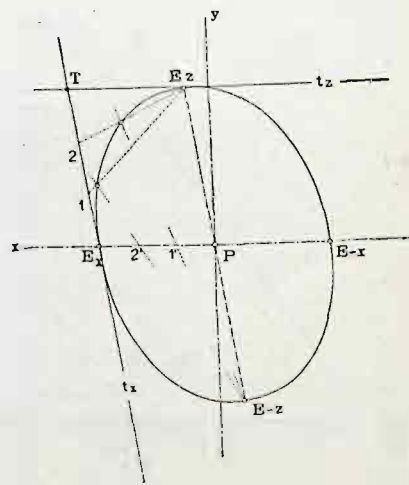


Fig. 23.

Styczne t_x i t_z przetną się w punkcie T (fig. 23).

Jeżeli podzielimy długość $E_x T$ i $E_x P$ na n części i połączymy punkty $1', 2', 3', \dots$ prostej

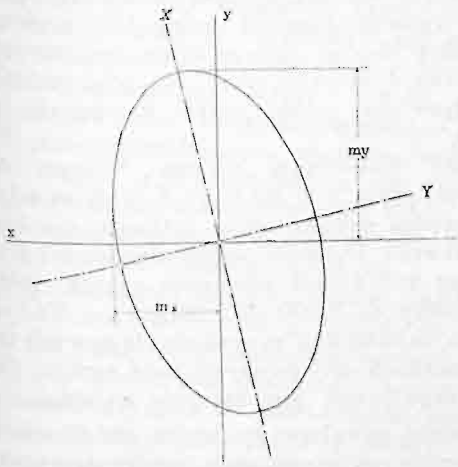


Fig. 24.

$E_x P$ z punktem E_{-x} , a odpowiednie punkta prostej $E_x T$ z punktem E_x , otrzymamy na przecięciu się tych promieni punkta elipsy śr. bł.

Stosując ten sam sposób do E_{-x} , a następnie mieniając punkta E_x i E_{-x} na E_x i E_{-x} otrzymamy wykres czterech ćwiartek elipsy.

Konstrukcja ta polega na tem, że dwie śre-

dnice sprzężone elipsy odpowiadają dwom do siebie prostopadłym średnicom koła.

Mając wreszcie tę elipsę wykreśloną, zataczam z jej środka P koło o takim promieniu, aby przecięło elipsę w czterech dowolnych punktach.

Proste, prostopadłe do łączących po dwa z tych punktów, a zarazem połowiące odstęp między dwoma odpowiednimi punktami, dadzą nam kierunki wielkiej i małej osi elipsy śr. bł.

Wielkość śr. błędu popełnionego w kierunku swych osi możemy na nich wprost odczytać w skali elipsy śr. bł.

Dla innych kierunków otrzymamy średnie błędy, wykreślając dla nich t. z. krzywą stopową danej elipsy.

I tak dla kierunku np. xx otrzymamy śr. błąd m_x prowadząc prostopadłe do kierunku xx prostą styczną do elipsy, a odstęp stopy tej prostej na osi xx od środka elipsy P da nam średni błąd kierunku $x - m_x$. Analogicznie otrzymamy m_y .

Ponieważ mamy dane współrzędne punktu (P) i wykreślnie znaleziony punkt P , więc odczytujemy w skali rysunku poprawki dx i dy i dodajemy je z uwzględnieniem znaków do współrzędnych punktu P . Mając wreszcie współrzędne p . P możemy wyznaczyć kierunki $P_1 P$, $P_2 P$ itd.

(Dok. n.).

Dr. Inż. Kasper Weigel,
adjunkt Szkoły politechnicznej.

Sprawozdanie

z I kongresu drogowego odbytego w Paryżu w październiku 1908.

(Ciąg dalszy).

Drugim ważnym warunkiem należytego skonstruowania pokładu wierzchniego ze szutru jest jego czystość i brak domieszek pyłu, odtłuczków oraz jednolitość formy pojedynczych kamyczków szutrowych; tylko taki szuter bowiem zdoła pod wpływem walcowania utworzyć jednolitą zbitą masę, monolit, gdy wystające cząstki jednych powierzchni wcisną się silnie w zagłębienia drugich, czemu przeszkadzają wszelkie zanieczyszczenia i domieszki. Domieszek tych może być najwyżej 10%. Do nabierania szutru z figur używać się też powinno łopat palczastych, aby wszystkie drobniejsze kamyczki, domieszki mogły między palcami przelecieć, a do tacek szedł już czysty szuter.

Co do grubości, do jakiej tłu należy kamień na szuter, są zdania podzielone — przeważnie uważa się 3 do 4 cm w kostkę za najstosowniejszy wymiar, jednak są autorowie, którzy powołując się na dobry wynik prób, twierdzą, że nawet kostki 6 cm i 7 cm dały po zwałcowaniu doskonały pokład wierzchni. Zdanie to podziela także inż. Szulz, z którego sprawozdań z kongresu zaczerpnięta jest część niniejszej pracy dotycząca terowań i drogi przyszłości, a który w dyskusji, prowadzonej w Tow. Politechnicznym w tej sprawie, popierał to zapatrywanie tem, że skoro w masie, złożonej z kostek 3 cm zostanie $1\frac{1}{2}$ cm starte przez ruch wozowy, to resztki pozostałych kamyczków są małe i muszą się wykruszyć, podczas gdy przy większej 5—6 cm grubości, jeszcze znaczna część tkwi silnie w pokładzie i wykruszyć się nie da. Pokład z grubszych kamyczków trwać musi dłużej. Ostateczny sąd w tym względzie można dać na podstawie doświadczeń; w każdym razie dotąd używany wymiar nie może być uważany za nietykalny, lecz przeciwnie należałoby czynić doświadczenia z szutrem grubszym.

Wierzchniemu pokładowi szutrowemu nadaje się

grubość od 12 do 20 cm , a dalszym warunkiem należytego wykonania jest zwałcowanie, o ile można, walcem parowym.

Walcowanie jest ważnym czynnikiem w wykonaniu i wymaga staranności — nie powinno być też pozostawiane bez częstego nadzoru ze strony inżyniera.

Walcowanie ma na celu utworzenie jednolitej warstwy z luźnego nasypanego szutru, więc postępowanie przy walcowaniu musi mieć to przedewszystkiem na oku, aby raz przez częściowe tylko zwałcowane osiągnięte zaciśnięcie się wzajemne kamyczków nie było więcej rozluźniane, lecz aby dalsze walcowanie silniejsze zaciśnięcie się wywołać mogło. Wszystko przeto, co może osłabić lub zniszczyć osiągnięte już zaciśnięcie, musi być starannie unikane.

Otóż przedewszystkiem zauważyć należy, że bankiety powinny być poprzód wykonane i ubite, aby szuter znalazł o nie oparcie, następnie musi się walcować od kraju ku środkowi, aby krajny pas już zwałcowany dawał opór przeciw usuwaniu się szutru walcowanego w pasie sąsiednim i powinien być zwałcowany zupełnie, aby mógł dać opór. Poprzednio była mowa o ujemnym wpływie domieszek na utworzenie jednolitej masy przez walcowanie, które też powinno być tak długo prowadzone, aby żaden ruch powłoki pod wpływem walca nie miał miejsca. Taką rolę gra poniekąd także i woda, gdyż i woda tworzy powłoczkę przeszkadzającą silnemu zaciśnięciu się kamieni między sobą — dlatego autorowie niektórzy radzą ograniczać ilość wody. Nadto zbyt obfita ilość powoduje osłabienie podtorza. Wszystko wreszcie, co może wzruszyć zaciśnięcie już uzyskane przez walcowanie, jest w wysokim stopniu szkodliwe. Znalazłem w sprawozdaniach uwagę, że więcej odpowiada celowi gromadzić wodę na bankietach w małych zagłębieniach i rzucać stąd

łopatami na szuter, co można połączyć z oszczędnością wody; można bowiem wodę zbyt dużą, spływającą podtorzem, chwycić ponownie poniżej w zagłębieniach bankietowych.

Jak dotąd, używa się walców konnych po większej części, a parowe są w użyciu przeważnie w miastach i koło miast na przestrzeniach o nader silnym ruchu, gdzie też pokład wierzchni musi być silnie zawalcowany, aby mógł utworzyć masę jednolitą, zdolną oprzeć się działaniu silnie obciążonych kół.

Waga walca konnego waha się pomiędzy 5 a 7 ton już po napełnieniu wodą — co przy zwykłej szerokości 120 cm daje na bieżący centymetr obręczy 40—60 kg ciśnienia zatem znacznie mniej niż wywiera 3-tonowy wóz przy sześciocentymetrowych obręczach (125 kg). Walce wałów parowych wywierają ciśnienie większe, które dla kół motorowych wynoszą do 100 cm — 120 kg, na kołach kierowniczych natomiast mniej, bo 80 cm — 60 kg.

Jak widzimy żaden z walców nie wywiera tego ciśnienia, co nóż zwykły (3 t) w obręczach zwykle używanych, wąskich i że właściwego ubicia toru dopiero sama frekwencja dokonywa.

Do napełniania walców konnych używają także piasku, a nadto są także możebne obciążenia zewnątrz zapomocą kamieni.

Szerokość walców konnych, wynosząca 120 cm, jest bezwątpienia za wielką i można niemi skutecznie walcować przestrzenie, gdzie profil poprzeczny toru tworzy linię prostą, zresztą w części okrągłej jest już niewłaściwy.

Walce parowe mają tę niedogodność, że ciśnienia, wywierane przez koła, nie są jednolite, że skrajne pasy są gniecione silniej niż środkowe, co pociąga za sobą konieczność osobnego dowalcowywania tych przestrzeni środkowych przez walce motorowe.

Takie walce parowe, jakie są obecnie konstruowane, wymagają do swej obsługi maszynistów, zatem personalu drogiego, ze względu na to, że motor ma do 35 HP. Gdyby przeto uzyskać się dało konstrukcyę w granicach 10 HP, do której to granicy obsługa motoru nie wymaga maszynisty i może ją obsłużyć palacz, toby się przez to osiągnęło niemałą oszczędność w kosztach. Gdy walec taki byłby także łatwiejszym w użyciu, to konstrukcyja tego rodzaju mogłaby nastroić wiele innych korzyści.

Tworzenie powłoki nowej na starych wierzchniach pokładach jest robotą, z którą inżynier drogowy najczęściej się spotyka; budowanie bowiem dróg nowych trafia się obecnie, przy gęstej sieci komunikacyi, do syć rzadko.

Pokład stary, na który daje się nową warstwę, jest zazwyczaj zużyty, pełen wybojów itp. nierówności; niektórzy inżynierowie radzą, aby starą powłokę zedrzed do równości drapaczami (dającymi się zmontować z walcem parowym), aby usunąć wszystkie wyniosłości tj. do głębokości znajdujących się już w torze zagłębien. Przez to osiągnąć można jednakową grubość nowej powłoki, zatem jednolitość ugniecenia, niemożliwą do osiągnięcia, przy pozostawieniu zagłębien i wyniosłości, gdyż szuter będzie za mało wgnieciony w zagłębieniach, a starty na proch na miejscach wystających.

Robota ta istotnie pożądana i bardzo racjonalna jest jednak dosyć drogą (do 12 h—20 h za m^2 , 600—1000 K za km) i wielu autorów uważa za dostateczne, aby na 2—3 miesiące przed walcowaniem wyrównano nierówności toru sposobem łatania, a po upływie tego czasu naprawiono szuter bez wzruszania powłoki starego pokładu i tylko ograniczono się na zacięciach po krajach o głębokości odpowiedniej do grubości warstwy nowego pokładu, a 40—50 cm szerokości.

Koszta walcowania walcem konnym są znacznie mniejsze niż walcem parowym, ale też i ugniecenie osiągnięte nie jest tak znaczne przy pierwszych i walcowania walcami konnymi mogą być stosowane do przestrzeni o niezbyt silnym ruchu ciężarowym i przy niezbyt twardym kamieniu; w pobliżu większych miast odpowiada celowi tylko walcowanie walcami parowymi.

Koszta walcowania walcem konnym wynoszą 52 h — parowym 1 K 32 h—1 K 50 h za m^3 , do którego zupełnego zawalcowania potrzeba 4—10 kilometrów tonowych. Dziennie można zawalcować 40—60 m^3 zatem przy 200 dniach roboczych na rok, jeden walec jest potrzebny na 8000—12000 m^3 . — Te ilości szutru można zawalcować przy budowie nowych torów; — przy naprawkach drobniejszych ilość szutru, dająca się dziennie zawalcować, jest znacznie mniejsza.

Ponieważ zawalcowany szuter ma jeszcze znaczną objętość próżnych przestrzeni między kamyczkami, to potrzeba dodać dla ich wypełnienia materiału drobnego, szuterku, piasku, kurzu gościńcowego jednak, z uwagi że ten to materiał wyrzucają potem automobile, oraz ze względu, że w za wielkiej ilości dodany a następnie zawalcowywany, ugniecenie osiągnięte napowrót do pewnego stopnia niweczy — należy ograniczyć do koniecznej do wypełnienia szczelin potrzeby. Przy szutrze kwarcytowym, wogóle twardym, zalecają dodawać szuterek z kamieni wapiennych, przy miękkich gatunkach szutru jest przeciwnie pożądanym szuterek z ostrych kamieni. Piasek gliniasty jest najlepszy. Ilość szuterku najodpowiedniejsza wynosi około 12% objętości szutru.

Widzimy zatem, że walcowanie jest robotą bardzo ważną dla konserwacyi, wymagającą dokładnego zrozumienia istoty tej czynności tak, że wymaga częstej kontroli ze strony inżyniera kierującego. Nadto co do samych maszyn (konstrukcyi walców) bynajmniej nie mamy do czynienia z ostatniem słowem co dotyczy również i metody przeprowadzania walcowań. Doświadczenia systematyczne, mające na celu wyjaśnienie roli poszczególnych czynności na walcowanie się składających, są nader potrzebne i będą cennym materiałem do dojścia do możebnie najtańszego sposobu wykonywania dobrych pokładów wierzchnich ze szutru.

Co do pokładów wierzchnich z kamieni o regularnych figurach czyli bruków, nadmienić należy, że i tu jego wytrzymałość jest zależna w pierwszym rzędzie prócz od istnienia pokładu spodniego, o czem była mowa poprzednio, także od gatunku materiału, od jego wytrzymałości na ścieranie i na wpływy atmosferyczne. Najlepszym materiałem jest granit, a jakkolwiek niemało jest usiłowań, aby stworzyć kamień sztuczny i zdołano osiągnąć znaczną wytrzymałość takich fabrykatów, to jednak zazwyczaj te kamienie sztuczne są zbyt gładkie i dla koni niebezpieczne.

Co się tyczy wymiarów kostek, względnie kamieni brukowych o regularnych figurach, to mają one zazwyczaj wymiary od 22—25 cm krawędzi; forma podłużna jest obecnie więcej w użyciu (18 cm długość i wysokość, 13 cm szerokość, także 20 × 14 × 16). Piaszczynę wierzchnią zaopatrują niekiedy w rowki 1½ cm głębokie, 2½ szerokie. Zazwyczaj używa się bruków przy spadkach 2½%, — przy graniastosłupowym kształcie kamieni można iść do 3%.

Fugi powinny być jak najmniejsze, 10—12 m/m szerokie; wypełnia się je piaskiem i ubija go specjalną łopatką przy obitem zlewaniu wodą. Warstwa piasku między pokładem spodnim a wierzchnim powinna mieć najmniej 3 cm grubości. Następnie ubija się kamienie dubniami ręcznymi, o ciężarze 20 kg. Fugi wypełniają także zaprawą cementową, co chroni poniekąd piasek

spodu od zakażenia i wogóle utrudnia dostęp wody do podtorza, jednak materiał ten uważa wielu autorów za zbyt kruchy; — czy jednak nie należy tego zapatrywania uważać raczej za uprzedzenie niż sąd na podstawie rozległych doświadczeń jest rzeczą wątpliwą. Dają także mieszaninę piasku i smoly, niezawodnie elastyczniejszą, lecz, zdaje się, droższą.

W jakim kierunku mają iść pasma brukowe względem osi drogi, czy w prostym, czy ukośnym, kongres stanowczo nie rozstrzygnął dla braku należytych podstaw doświadczalnych; wiele względów jednak przemawia na korzyść ukośnego kierunku.

Przy zakładaniu nowych bruków należy się starać o jednolitość materiału i dokładność obróbienia; dlatego też dostarczenie materiału powinno poprzedzać robotę, aby konieczność spiesznego kończenia roboty nie zmuszała inżyniera do pobłażliwości przy odbiorze materiału. Także z góry już 5% materiału powinno być ponad potrzebę dostawione, aby konserwacja mogła być wykonywana natychmiast po odbiorze.

Bruk z kamieni regularnie obrabionych jest kosztowny lecz racjonalny z tego względu, że kamienie można odwrócić.

Bruk z pienków tj. kamieni o regularnej jednej powierzchni, kształtu piramidy równo ściętej do podstawy, gdzie wymiary mniejszej podstawy mogą dochodzić do $\frac{3}{4}$ wymiarów podstawy wierzchniej, jest tańszy, lecz nie da się odwracać i stanowi przejście do bruku małego czyli jest już konstrukcją pośrednią pomiędzy brukiem a makadamem.

Bruk stanowi drogą granicę pokładów wierzchnich i używać go się powinno w przypadkach, gdy ruch jest tak silny, że pokład szutrowy zużywa się co roku na 4—5 cm, gdzie zatem co 2 lata warstwę 8—10 cm grubą trzeba odnawiać — wówczas bowiem wykonywanie takich uzupełnień tamuje ruch w wysokim stopniu i jest ekonomicznie mniej korzystne.

Pośrednią konstrukcją pomiędzy pokładem wierzchnim ze szutru i brukiem stanowi wspomniany bruk mały; konstrukcja ta, wprowadzona przez inżyniera Gravenhorsta w Niemczech w r. 1885, jest tam często w użyciu, a kongres wziął ją pod bliższą rozwagę i zalecił zbieranie dokładnych dat co do sposobów wykonania i trwałości.

Bruk mały tworzą małe kamyczki brukowe 8—10 cm wysokie, mające główki wymiarów 7—10 cm w kwadrat. Układa się je nie w pasmach, jak bruk zwykły, lecz jak mozaikę w liniach łukowych. Fugi nie powinny być większe nad 3 mm. Układa się go bądź na starym torze po należytem jego wyrównaniu i zwałcowaniu, bądź na nowym takim torze, wreszcie na pokładzie kamiennym lub betonowym na 2 cm grubej warstwie piasku. Fugi wypełnia się piaskiem zapomocą miotła. Następnie się ubija dobniami 20—25 kg wagi, jeszcze raz piaskiem zasypuje i jeszcze raz ubija. Na gotowy bruk daje się 2 cm grubą warstwę piasku lub żwirku. Spodnia powierzchnia kamyczków powinna wynosić najmniej $\frac{2}{3}$ pierwotnej wysokości, bruk musi się odnowić; kamyczki jednak mają jeszcze wartość szutru.

Używano dotąd jeszcze przy 5% spadkach, a dla ruchu średniego okazała się ta konstrukcja pokładu wierzchniego nader odpowiednią pod wieloma względami.

Konstrukcja ta nie została dotąd jeszcze nigdzie w Galicyi zastosowaną na tory drogowe, a coś podobnego stanowią chodniki (koło kościoła P. Maryi w Krakowie i w niektórych ulicach tamże), lecz użyto tu kamyczków mniejszych, niż na tory potrzeba. Zaleca się także wobec ruchu automobilowego. Przedewszystkiem większe miasta nasze powinny z tą konstrukcją poczynić doświadczenia, chociażby przy użyciu materiału na razie sprowadzanego, zanim w kraju nie powstają odpowiednie przedsiębiorstwa.

(C. d. n.).

Inż. Władysław Adamczyk,
c. k. radca bud.

Sprawozdania z literatury technicznej.

— Nowsze propozycje co do systemu regulacji rzek.

1. Regulacja rzeki zapomocą progów.

System ustalenia łożyska zapomocą progów, tworzących stopnie, stosowany dotychczas tylko na górskich potokach, zastosowano w Bawaryi i do rzek górskich o znacznym spadku i silnym ruchu materiału. Dobre doświadczenia w tym kierunku poczynił radca budownictwa Werle w Rosenheim, znany z długoletniej praktycznej działalności na Innie.

Wiadomo, że w uregulowanych rzekach górskich w miarę wykształcania się łożyska, trzeba częstokroć zapobiegać zbyt niemu pogłębianiu się dna rzeki zapomocą progów, poprzecznie przegradzających łożysko. Pogłębianie to jest naturalnym objawem w rzekach uregulowanych, ograniczonych obustronnie tamami regulacyjnymi; rzeka uregulowana o korzystnym profilu odpływu, wyrównanym spadku, zużywa swą siłę żywą dążąc do zmniejszenia spadku przez wymywanie dna. Wynika stąd często konieczność ustalenia dna zapomocą progów — progi te jednak wykonywane bywają dopiero w późniejszym stadium regulacji, w miarę potrzeby. System jednak, o którym chcę mówić, dąży do wyrugowania silnych obustronnych tam równoległych, zapomocą których ustala się w sytuacji rzeki górskie — zasadniczym elementem regulacji mają być w stosownych warunkach tylko progi, odpowiednio z brzegami związane. Progi te mają ustalić łożysko tak co do poziomego jak i pionowego położenia, a wykonanie ich nastąpić ma według propozycji radcy

Werlego (*Deutsche Bauzeitung* Nr. 82 i 83 z 1909) już w początkowym stadium regulacji, jednak po wstępnym skoncentrowaniu łożyska. Te wstępne roboty ograniczają się tylko do zepchnięcia rzeki zapomocą szeregów pali kierujących (*Normalisirungs-Pfahlzeichen*) oraz ostróg do projektowanej trasy regulacyjnej — ostrogi te mogą być założone w przedłużeniu projektowanych stopni i tworzyć nawiazanie z wysokimi brzegami. Tamy równoległe odpadają — a po pewnym wykształceniu się łożyska, można utrwalić brzegi zapomocą słabych faszynowych wyściółek, względnie obitek (*Berauhwehningen der Ufer*).

Korzystny wpływ stopni na utrwalenie trasy regulacyjnej obserwowano w Bawaryi najpierw na rzece Weissach, oraz na 7-kilometrowej przestrzeni rzeki Mangfall między Müller am Baum i Thalheim; obydwie rzeki otrzymały pełny profil, ubezpieczony silnymi narzutami kamiennymi, blokami betonowymi i brukowaniem skarp. Celem ustalenia dna wykonano progi, które spadek podłużny, wynoszący 6—10‰, zamieniają na stopnie; odległość stopni przyjęto 25—50 m, wysokość zwierciadła wody na stopniu 25—30 cm. Stopnie miały długość 16' względnie 24 m i wykonane były z nieobrobionych pni sosnowych, osadzonych jako kaptury na szeregach pali i z podłoża składającego się również z sosnowych dragów. Na rzekach o słabym przepływie wody przy niskim stanie, można z łatwością wykonać te progi z betonu na palach; ubezpieczając je na koronie łamanym kamieniem na cemencie. Stopnie te w korytach uregulowanych zapobiegły nadmiernemu pogłębianiu dna, w pewnych przestrzeniach jednak wykonano je samoistnie bez żadnych budowli

podłużnych, a rezultat był taki, że nie tylko ustaliły dno w profilu podłużnym, ale również ustaliły trasę regulacyjną (fig. 2 dołączonej tablicy XI). Po wielkiej wodzie nie było uszkodzeń brzegów, natomiast materiały ruchome osadzały się poniżej stopni przy obu brzegach, co przyczyniło się tylko do ich umocnienia.

Podobne spostrzeżenia poczyniono i na dolnej przestrzeni rzeki Mangfall między Henfeld i Aibling. Dorzecze wynosi tu 821 km^2 , W. W. około 400 m^3 — normalny profil 35 m w zwierciadle szeroki, $1,3 \text{ m}$ głęboki odprowadzić mógł około $400 \text{ m}^3/\text{sek}$. Spadek przeciętny $3,8\text{‰}$ zwiększony został skutkiem wyprostowania biegu na $4,1\text{‰}$ — $4,6\text{‰}$, wobec czego należało się spodziewać zaraz z początku silnych ruchów dna, tembardziej, że jak z powyższego wynika, profil normalny ujmował nie tylko małą wodę, ale również i słabe wielkie wody. Wykonane ubezpieczenie brzegów, zapomocą ław betonowych, wyściółki faszynowej na skarpie i utrwalenia stopy wyjaśnia fig. 2.

Bloki betonowe miały tu wymiary $2 \text{ m} \times 0,8 \times 0,4$, ułożone były w odstępach półmetrowych i przymocowane do palików bitych na brzegu, każdy dwiema linkami drucianymi. Na podstawie doświadczeń na innych przestrzeniach tej rzeki stwierdzono, że łożysko utrzymuje się w równowadze przy spadku około 2‰ — skutkiem istniejącego spadku $4,1\text{‰}$ — $4,6\text{‰}$ mogło zatem w górnej partyi regulowanej przestrzeni, ograniczonej jazem pod Willingen, powstać pogłębienie dna dochodzące do 9-u metrów. Drugim niepożądanym efektem byłoby wprawienie w ruch ogromnych mas materiału ruchomego, którego objętość oceniono na $7\text{—}800\,000 \text{ m}^3$, a który musiałby wędrować do Innu. Musiano zatem od razu wykonać stopnie, których konstrukcję wyjaśniają fig. 3—5.

Najpierw bije się na poprzek koryta pale okrągłe, $4,5 \text{ m}$ długie, a $0,25\text{—}0,30$ grube kafarem linowym w odstępach dwumetrowych. Następnie, o ile w łożysku znajdują się ławy żwirowe, wykonuje się dla progu wykop, poczem układa się podłoże. Składa się ono z drągów sosnowych 3 m długich, $0,1\text{—}0,2 \text{ m}$ grubych, które układa się podłużnie tak, aż powstanie warstwa $0,3 \text{ m}$ gruba. Drągi te zbija się poprzecznymi deskami lub żelaznymi prętami i tu i ówdzie przywiązuje do pali linkami drucianymi (fig. 4a). Jeżeli grunt jest bardzo ruchomy, lub jeżeli są wyboje, to daje się na spód faszynadę jak wskazuje fig. 4b. Na tem podłożu układa się belki żelazno-betonowe, które leżą na sobie bez osobnego związania; belki te opierają się o pale. Stosownie do głębokości układa się 3—5 belek, każda z nich ma długość 4 m , przekrój $0,17/0,20 \text{ m}$ i posiada 5 wkładek żelaznych o średnicy 8 mm . Belka taka waży około 300 kg — niesie ją 6-ciu robotników, trzymając na osękach, zaczepiających o wystające z belek zabetonowane haki. Górną belkę ubezpiecza się od góry żelazną przykrywą (fig. 5d), a to celem ochrony przed ścieraniem przez materiał ruchomy. Jeżeli dolny pokład dna stanowi materiał o znaczniejszej zwięzłości, wtedy zamiast pali można bić dźwigary żelazne o szerokich podstawach. Tak samo zamiast podłoża drewnianego można użyć brusów żelazno-betonowych, które jednak muszą być ubezpieczone przeciw starciu drewnianą deską (fig. 6).

Nawiązanie progu z brzegami wykonuje się zapomocą skrzydeł betonowych osadzanych na palach (fig. 3). Skrzydła te $4,5 \text{ m}$ długie, potrzebne są tylko od strony odpływu — przyczem profil jest tu z każdej strony o jakie 4 m szerszy od długości progu, co wpływa korzystnie na uspokojenie spadku. Przy przeciętnym spadku rzeki $4,684\text{‰}$ i spadku wody na progu wynoszącym $0,27 \text{ m}$ wykonuje się progi w odstępach 60 m , czyli niejako cały spadek rzeki rozdziela się na stopnie. Koszt jednego progu wynosi 1900 marek. Poniżej pro-

gów powstają wprawdzie wyboje, jednak nie są one dla nich niebezpieczne, gdyż między progiem a wybojem powstaje łagodna skarpa.

W dalszej części rzeki Mangfall, 14 km długiej, projektowaną jest regulacja zapomocą samych stopni, bez tam równoległych, trasa regulacyjna ustaloną będzie tylko zapomocą niezbyt gęsto rozstawionych ostróg lub szeregów pali. Tam, gdzie łożysko zamykają ławy żwirowe, wykona się w nich tylko wązkie rowy, celem wypuszczenia wody. Według poczynionych obliczeń regulacja zapomocą progów ma kosztować o połowę mniej, niż regulacja zapomocą tam podłużnych.

Proponowany system regulacji trzeba uznać jako interesującą nowość, mającą widoki powodzenia. Stwierdzić jednak trzeba, że budowle poprzeczne, którym projekt ten przypisuje znaczenie tylko pomocnicze i uboczne, będą musiały być w przyszłości, zdaniem mojem, gęsto i silnie wykonane. Kompletnie zrealizowane, dawne regulacje o obustronnych tamach podłużnych, jak regulacje górskich rzek badeńskich wymagają niejednokrotnie jeszcze wykonywania dodatkowych poprzecznych budowli w terenach zalewowych celem ochrony przed wybiciem przez wielką wodę; coż dopiero przy rzekach o nieustalonej trasie, bez budowli kierujących; tu utrwalenie terenów, przylegających do normalnego koryta, będzie musiało być wykonane silnie i starannie, co przyczyni się do podniesienia kosztów.

2. Regulacja rzeki z zastosowaniem budowli chwytających materiał ruchomy (Fangwerke).

Jakkolwiek na rzekach górskich, a zatem o silnym spadku i znacznych ilościach materiału ruchomego, ustalił się system regulacji zapomocą obustronnych tam równoległych czyli t. z. kierownic, związanych z brzegami zapomocą budowli poprzecznych, to jednak praktyka wykazuje, że słabym punktem tego systemu jest powolny postęp zasypywania materiałem ruchomym przestrzeni odciętych, a co zatem idzie i powolne realizowanie się regulacji. Nadto koszt utrzymania budowli jest tem większy, im dłużej trzeba czekać na zasypanie obszarów odciętych, gdyż każda wielka woda wywołuje uszkodzenia budowli tak podłużnych jak poprzecznych, albowiem budowle te, wystając nad dno, powodują powstawanie przewalewów szkodliwych dla stałości budowli. Jako zresztą praktycznie stwierdzono: zasypanie następuje powolniej, jeżeli przestrzeń odcięta jest długą a wąską — budowle poprzeczne mające przeciąć prąd wody poza tamami równoległymi muszą być w takim razie bardzo gęsto wykonane — co wywołuje znaczne koszty regulacji. Na górnym Renie poniżej Bazylei — jakkolwiek regulacja na średnią wodę ukończoną została z górą przed półwiekiem, mamy jeszcze dziś dużo starych koryt niezasypanych. Gdzie warunki na to pozwalają, można postąpić radykalnie w ten sposób, że nie czekając na samoczynne zasypanie przez rzekę zasypuje się przestrzeń odcięta sztucznie — takie postępowanie w wielu miejscach było stosowane (np. regulacja Renu powyżej jeziora Bodeńskiego), z powodu jednak znacznych kosztów takich robót, można tego sposobu użyć tylko wyjątkowo.

Wobec tego wszelkie doświadczenia, zdążające do wynalezienia takiego układu budowli regulacyjnych, któryby sprzyjał zasypywaniu przestrzeni odciętych materiałem ruchomym, są zawsze na czasie.

System Wolffa, inżyniera bawarskiego, polegający na budowlach ruchomych zastosowany już przed 20-u laty oddał na wielu rzekach dobre usługi — nadaje się on jednak jedynie do rzek o nader silnym ruchu materiału, o silnych i długotrwałych średnich stanach, przy których zasypanie następuje bardzo szybko np. w przeciągu jednego roku — na wielu rzekach górskich nie posiadających takich właściwości rezultaty

były słabe — zwłaszcza na rzekach o silnych pochodach lodów.

W ostatnich czasach pewne doświadczenia co do najodpowiedniejszego układu budowli poczyniono w Austrii na rzekach Trunie (Traun), Anizie (Enns) i Dunaju. Doświadczenia te opisuje radca budownictwa M. Jasovits w czasopiśmie *Wochenschrift f. d. öffentlichen Baudienst* Nr. 5/1910, przyczem wyciąga pewne wnioski.

Postęp tych doświadczeń przedstawia się następująco:

Początkowo próbowano przeszczepić do rzek górskich system budowli, stosowany przy rz. regulacji na małą wodę — czyli regulacji uzupełniającej, jaką wykonuje się wtedy, jeżeli po uregulowaniu łóżyska na pewien stan, zazwyczaj średni, profil małej wody był jeszcze zanadto obszerny — skutkiem czego nie mógł się należycie wykształcić i nie miał odpowiedniej dla żeglugi głębokości. Przy takiej regulacji, którą wyjaśnia fig. 7-a dołączonej tablicy, zwięźano już uregulowane łóżysko podwodnymi tamami równoległymi, nawiązanymi do dawnej zbyt szerokiej trasy regulacyjnej, zapomocą ramion poprzecznych. Tamy równoległe posiadały przerwy, przez które mógł do przestrzeni odciętych dostawać się materiał ruchomy. Otóż taki układ tam oddał w wielu miejscach przy regulacji uzupełniającej dobre usługi — przestrzenie odcięte zamulały się stosunkowo łatwo i szybko.

System ten zastosowany jednak do regulacji na średnią wodę, a więc do koryta jeszcze zupełnie dzielnego, nie dał dobrych rezultatów. Na Anizie przy normalnej szerokości 90 m dawano budowlom poprzecznym odstęp 120—130 m, otwory dla żwiru w budowlach równoległych miały długość 30—40 m.

Nizkie wielkie wody, które niewiele wznosiły się ponad korony tam, wywołały wprawdzie pewne zamulenie przestrzeni odciętych — jednak zamulenie to było słabe — osadzał się jedynie materiał drobny — żwir osadzał się jedynie w przerwach i utrudniał dalsze zasypywanie. Silne wielkie wody materiały ten znowu wynosiły — powstające zaś przeważnie wody tamy regulacyjne, które przy tego rodzaju regulacji nie mogły być zbyt niskie — znacznie uszkadzały.

Wobec tego czyniono różne doświadczenia; doświadczenie udało, które dało pewien dodatni rezultat, było następujące (fig. 8 tablicy).

Wykonano grupę budowli, składającą się z trzech budowli poprzecznych, oraz odpowiednich tam kierujących, w poprzeczkach I i II pozostawiono otwory, a mianowicie w pierwszym otworze korona budowli obniżoną była o 0.8 m, w drugim o 0.4 m, trzecia poprzeczka (III) wykonaną została cała do wysokości takiej, jak inne tamy.

Otwór w tamie kierującej I założony był równo z dnem rzeki, otwory w tamach kierujących II i III miały koronę progu z małą wodą.

W czasie wielkiej wody powstał skutkiem pozostawienia otworów w poprzeczkach silny prąd — prąd ten naniósł znaczne ilości materiału ruchomego, który skutkiem rozszerzania się profilu przepływu poza poprzeczkami mógł się stopniowo osadzać. Najwięcej osadziło się materiału powyżej poprzeczki III — odsypisko powstałe tu miało kształt równi pochyłej, opadającej w kierunku przeciwnym do przepływu wody.

Następne doświadczenie wykonano w ten sposób, że wybudowano tamę kierującą z jedną tylko poprzeczką i to blisko jej dolnego końca; tę poprzeczkę wykonano silnie i nawiązano ją odpowiednio z brzegiem. Na figurze 9-ej dołączonej tablicy linia $F-F'$ przedstawia kierownicę, linia zaś $G-G'$ poprzeczkę. Z uwagi na oszczędne przeprowadzenie budowy wykonano kierownicę na wyspie żwirowej, według typu przedstawio-

nego na fig. 10-ej; korona i skarpa budowli wykonana jest z kulaków rzecznych na cemente, nadto od strony rzeki mamy narzut kamienny. Prawy brzeg ubezpieczony był budowlami C, D, E , na lewym brzegu były nadto od strony dopływu budowle A i B .

Tama kierująca $G-F'$ miała długość 285 m, koniec jej wystający poza poprzeczkę 30 m.

Po przejściu wielkiej wody z r. 1906, można było na podstawie zdjętych przekrojów poprzecznych ocenić działanie takiego układu budowli, z uwagi na postęp zasypywania przestrzeni odciętej materiałem ruchomym. Otóż przestrzeń odcięta została na przestrzeni od otworu wpustowego przy F' aż do poprzeczki $G-G'$ zasypiana grubym żwirem, odsypisko na dłuższej przestrzeni było nawet wyższe od korony tam. Natomiast powyżej otworu wpustowego F' nastąpiło głębokie wybitcie dna, a nawet zerwanie 20 m tamy podłużnej B w miejscu związania z poprzeczką B . Tuż poniżej poprzeczki $G-G'$ wystąpiło wprawdzie pewne pogłębienie dna, jednak na nieznacznej przestrzeni; zaraz poniżej, przy końcu tamy kierującej ($G-F'$) osadził się znowu żwir. Wielka woda z r. 1907 nie tylko odsypisko nie zniosła, lecz je jeszcze podwyższyła.

To samo doświadczenie powtórzono na innej przestrzeni rzeki, gdzie nie było wysp żwirowych, a tamę kierującą wykonano z wałków poprzecznych i płotków, górnej części budowli z kamienia, nie zdołano jeszcze wykonać, gdyż nastąpiły wyższe stany wody (fig. 11). Rezultat co do zasypywania przestrzeni, odciętej materiałem ruchomym, był tu zupełnie podobny jak w poprzednim przypadku. Dalsze doświadczenia wykazały, że zasypywanie poza poprzeczką było tem wydatniejsze, im krótsze było zakończenie kierownicy poniżej poprzeczki; najkorzystniejszą długość tego zakończenia oceniono na 10—15 m. Z doświadczeń tych wysnuto wniosek, że w celu ułatwienia rzece zasypywania przestrzeni odciętych materiałem ruchomym, nie należy wykonywać całego szeregu poprzeczek, lecz tylko jedną silną poprzeczkę w pobliżu dolnego końca kierownicy. Jako przyczynę tego zjawiska, że nie następują tu niebezpieczne dla tam wybitcia dna, podaje autor tę okoliczność, że przy takim układzie tam regulacyjnych woda, przelewająca się przy wysokich stanach przez tamy, nie napotyka wody martwej, lecz wodę płynącą, co znacznie osłabia siłę uderzenia na dno rzeki. Ta sama okoliczność ułatwia powstawanie ław żwirowych poniżej poprzeczek (fig. 12).

Spostrzeżenia, poczynione na Anizie, zdają się być trafne, zwłaszcza, że praktyka wykazuje podobne wyniki przy starych korytach rzecznych, w razie wykonania przekopów. Otóż, jak wiadomo, zamulenie starych koryt postępuje najlepiej, jeżeli zaczynamy wykonywać najpierw zamknięcie dolne, dopiero później zaś w miarę zamulania zamknięcia górne.

Czy w każdym przypadku wystarczy jedna poprzeczka, nie można tego z góry rozstrzygnąć — przypuszczam, że mogą zajść przypadki, w których trzeba będzie silnie zatamować prąd wody w przestrzeni odciętej, aby zapobiedz przetrzuceniu się łóżyska.

Dodaję tu jeszcze, że autor powyższego artykułu radzi dawać otwory wpływowe między kierownicami niezbyt wąskie — nie mniejsze niż 40 m, gdyż w przeciwnym razie może powstać zatkanie otworu żwirem.

Korzystne rezultaty, otrzymane na Anizie, zostały stwierdzone także na Dunaju — zapomocą opisanego układu budowli, uzyskano zasypywanie przestrzeni odciętych nawet do 6 m głębokich. Dr. M. M.

— Most drogowy przez Niemen w Grodnie opisuje St. Kozierski w *Przeglądzie Technicznym* (1910 str. 167). Most jest trzyprzęsłowy o belkach głównych wspornikowych o pomoście górą. Długość całego mostu

wynosi 164 m, z tego przypada na przęsła skrajne po 52 m. Części wystające przęsła środkowego mają po 12 m, belka zawieszona ma rozpiętość 36 m. Szerokość mostu 12·7 m, z czego 8·5 m przypada na drogę jezdnią; 2×2·1 na chodniki. Most ma trzy belki główne w odstępach 4·22.

— O ogniotrwałości żelazobetonu miał wykład prof. Rud. Saliger w austr. Towarzystwie betonowem w Wiedniu, jak o tem pisze *Tonindustrie-Zeitung* (1910 str. 532). Żelazo traci przy 700°C swoją wytrzymałość, nieosłonięte żelazo nie można uważać za ogniotrwałe. I beton traci stosownie do mieszaniny mniej lub więcej swej wytrzymałości, jednak wpływ gorąca i ognia działa tylko na powierzchnię betonu, tak że w odległości 3 do 5 cm nie ma już żadnego wpływu. Ogniotrwałość żelazobetonu polega więc głównie na osłonięciu wkładki żelaznych betonem. Doświadczenia te potwierdziły także wielkie pożary miast w Ameryce. Przy pożarze w Baltimore, który zniszczył 2500 domów, ostały się budowle żelaznobetonowe nieuszkodzone. To samo zjawisko daje się stwierdzić podczas pożaru w San Francisco (1908). 51 domów żelaznobetonowych zachowało się cało, podczas gdy piaskowice i granit rozpękały się, słupy żelazne się waliły a budynki ceglane rozsypywały się w gruzy. Podobnie przy pożarze fabryki wagonów w Nesselndorfie (marzec 1910) stwierdzono ogniotrwałość żelazobetonu.

— Dźwigary o przegubach samoczynnie się wyłączających opisuje Mehrrens profesor w Dreźnie w *Der Eisenbau* (1910 str. 150). W dźwigarze kratowym wykonywamy niektóre pręty pasowe w ten sposób, że mogą być tylko ciśnione, a ciągnięcia przenieść nie mogą, lub odwrotnie tylko ciągnięte a nie ciśnione. Naprzeciw tych prętów w drugim pasie urządzamy przeguby. Działają one jako przeguby tylko w pierwszym przypadku w razie ciągnięcia, w drugim w razie ciśnienia. Zatem dla danego obciążenia jedne przeguby działają, drugie nie. Na tej podstawie budują łuki czteroprzegubowe, a to pierwszy raz przy wiacie wystawowej w Frankfurcie nad Menem w 1907, potem przy wiacie latawcowej w Kolonii i w innych przypadkach.

— Doświadczenia Bacha co do udźwigu belek żelaznych o przekroju U znajdujemy omówione w *Zeitschr. des Vereines deutscher Ingenieure* (1909 str. 1790 i 1910 str. 382). Bach przekonał się, że z powodu niesymetryczności przekroju rozkład napiężeń w główce i nóżce jest bardzo nierównomierny, że z tego powodu występuje też wygięcie boczne ścianki i skrócenie przekroju, a wskutek tego udźwig belki jest o wiele mniejszy, niż z obliczenia wypada. Różnica jest znaczna. Z drugiej strony stwierdzili doświadczenia, że nawet szerokostopowe belki Greya dźwigają tyle, co obliczenie podaje, że zatem mniejszy udźwig uwek, spowodowany jest tylko niesymetrycznością przekroju.

— Doświadczenia co do obciążenia śniegiem robił Dr. J. Schaller i ogłosił wyniki ich w skróceniu w *Beton u. Eisen* (1909 str. 284). Ciężar gatunkowy śniegu, zależy bardzo od jego stanu i tak otrzymał autor ciężar gatunkowy

śniegu suchego o wysokości około 30 cm	0·15
„ „ wystawionego na wiatr	0·17
„ „ ubitego nogami przechodniów	0·41
„ „ „ ciężarem wozów	0·41
„ wilgotnego	0·45
„ mokrego	0·79
„ „ ubitego ciężarem wozów	0·85
„ „ „ zmieszanego z błotem	1·31

Wysokość warstwy śniegu zależną jest od wysokości danego miejsca nad poziomem morza. Zależność tę przedstawia równanie

$$p = 70 \left(1 + \frac{h}{500} \right), \text{ gdzie } h \text{ oznacza wysokość}$$

nad poziom morza w m.

Jeśli mamy przyjmować stały ciężar śniegu, to należałoby podzielić kraj warstwicami na 3 części. W pierwszej strefie dla

$h=0$ do 200 m	$p = 75 \text{ kg/cm}^2$
w drugiej dla $h=200-500$ m	$p = 120$ „
„ trzeciej „ $h=500-840$ m	$p = 340$ „

Ciężary te są znacznie większe od obecnie w obliczeniach używanych.

— Tablice największych momentów dla belek o rozpiętości 1 do 150 m wedle rozporządzenia rosyjskiego z dnia 14 lutego 1907 obliczył i zestawił profesor Bolesław Wodziński i wydał w osobnej broszurce (Ryga 1909).

— Most na Seusie pod Guggersbach opisuje J. Rollinger w *Schweizerische Bauzeitung* (1908 str. 107). Most drogowy ma główne przęsło o rozpiętości 51·5 m a strzałce 8·5 m. Łuk płaski betonowy jest w kluczu 1·1 m, na podporach 16 m grubych. Największe ciśnienie wynosi 22·5 kg/cm² w węzłowie. Mury pachwinowe i pomost są żelaznobetonowe. Koszta wyniosły 52 500 fr.

— Obliczenie słupów z betonu owijanego. Rozporządzenie pruskie nie wspominało wcale o słupach z betonu owijanego. Temu brakowi zarządził minister pruski robót publicznych okólnikiem, w którym dozwala używania słupów z betonu owijanego, żądając obliczenia przekroju idealnego wedle wzoru $F_i = F_b + 15 F_c + 30 F_s'$, a więc tego samego co w rozporządzeniu austriackim. Przytem musi być $F_i \leq 2 F_b$.

— O doświadczeniach w celu wyznaczenia przyczepności żelaza do betonu pisze prof. Berry w *Engineering Record* (1909II str. 93). Dotychczas robiono zwykle te doświadczenia albo przepychając pręt żelazny przez beton, albo wyciągając pręt żelazny z betonu. Te doświadczenia nie były jednak odpowiednie, bo w pierwszym przypadku beton i żelazo są ciśnione, w drugim beton ciśniony, a żelazo ciągnięte, gdy przeciwnie w belkach zginanych i beton i żelazo są ciągnięte. Dlatego Bach mierzył wprost przesunięcie wkładki żelaznej a Withey mierzył natężomierzem napięcia w żelazie w chwili przesunięcia. Berry wraz z pp. Callow i Moorshead robili doświadczenia w uniwersytecie Pensylwanii w ten sposób, że przecinali zupełnie beton w środku belki, zostawiając szczelinę 25 m/m, dla ustalenia punktu zaczepienia ciśnienia zakładali w górnej części belki przegub i obliczali siłę w żelazie przy przesunięciu pręta, które powodowało złamanie belki. Równocześnie robiono doświadczenia z takimi samymi materiałami wedle sposobów dawniejszych przepychając lub przeciągając pręt przez beton. Wyniki doświadczeń są następujące: Przyczepność wynosiła wedle prób na zginanie średnio 16·9 kg/cm², wedle prób przy ciągnięciu 43·4 kg/cm², a przy ciśnieniu 34·9 kg/cm². Pokazuje się zatem, że wysokie liczby otrzymane dawniej przy doświadczeniach ciągnięciem lub ciśnieniem, nie mają praktycznego znaczenia, a dla belek liczyć możemy tylko na znacznie mniejszą przyczepność, jak tu 16·9 kg/cm².

— Stałość mostu Blackwells Island w Nowym Yorku. Most ten na East River, budujący się od kilku lat, ma belki wspornikowe o rozpiętości największej 359·3 m. Po katastrofie mostu w Québecu, w której zginęło 74 ludzi, powstały obawy także co do stałości mostu Blackwellskiego. Wskutek tego urząd budownictwa Nowego Yorku postanowił nie otwierać tego mostu, aż nowe obliczenie wykaże absolutną pewność jego. Dnia 9 czerwca 1908 poruczono badanie rachunkowe mostu dwóm ekspertom, inż. Hodge i prof. Burr.

Przy końcu 1908 roku otrzymał urząd budowniczy orzeczenie obu ekspertów, które wypadły bardzo niekorzystnie. Podajemy je wedle artykułu Jacobsona, umieszczonego w *Génie civil* (t. LIV str. 132). Obaj eksperci stwierdzają, że natężenia rzeczywiste mostu obciążonego przekraczają o wiele natężenia dopuszczalne, tak już bardzo wysokie.

Natężenia największe wskutek ciężaru własnego i ruchomego bez wpływu wiatru, śniegu i bez natężeń wynoszą:

	wedle obliczenia	dopuszczalne	przekroczenie w %
stal niklowa: pas ciągniony	3450	2750	26
" zwykła, przekątnie ciśniona, przeszło skrajne	2200	1700	30
" " pas ciągniony, przeszło środkowe	2500	1700	47
" " przekątnie ciśniona, przeszło środkowe	1500	1030	45
" " przekątnie ciśniona i ciągniona	+2340 -1640	+1700 -1370	39 20

Przekroczenia te tak znaczne powstały prawdopodobnie z tego powodu, że powiększając ciężar ruchomy, powiększono odpowiednio przekroje, zapominając (!) uwzględnić tę okoliczność, że przez to powiększa się także ciężar stały. I rzeczywiście gdy do obliczenia przyjęto ciężar całkowity mostu 38 000 t, to w rzeczywistości wynosi on 47 850 t. Eksperci obaj żądają więc zmniejszenia ciężaru ruchomego i własnego, pierwszy radzi opuścić zupełnie tory kolei miejskiej i zatrzymać tylko 4 tory tramwaju, drogę jezdnią i chodniki i przepisać ruch wozów tak, aby jechały one w odstępie przynajmniej równym długości wozu, ciężar własny należy zmniejszyć o 1.5 t/m opuszczeniem pomostu dla kolei. Burr żąda także zmniejszenia ciężaru własnego i dopuszcza wprowadzić pociągi kolei miejskiej, ale żąda odstępu między nimi najmniej 300 m.

Można sobie wyobrazić rozczarowanie mieszkańców Nowego Yorku i wzburzenie wywołane wyni-

kiem ankiety zwłaszcza, że most ten kosztował 125 mil. frank.

— Most żelaznobetonowy na Sitterze pod Teufen (Szw.) opisuje Froté w *Génie civil* (t. LIV str. 329). Łuk główny ma rozpiętość 79 m o strzałce 26.5 m, jest to zatem most żelaznobetonowy o największej dotychczas rozpiętości. Grubość w kluczu wynosi 1.2 m, na węzłowiach 2.13 m. Łuk jest bezprzegubowy. Na łuku głównym spoczywają słupki pachwinowe w odstępie 4.5 o przekroju 50 cm w kwadrat. Na węzłowiach spoczywają 3.5 m grube filary betonowe 26 m wysokie. Największe ciśnienie wynosi 31.3 kg/cm², najmniejsze 0.4 kg/cm² tak, że właściwie wkładki żelazne służą tylko dla większego bezpieczeństwa.

— Użycie stali niklowej do wielkich mostów omawia Jacobson w *Génie civil* (t. LIV str. 353), opierając się na pracach Waddella. Dodatek niklu do stali może być rozmaity. Waddel proponuje dla prętów przegibnych

	walków	żel. płaskiego i kształtówek	nitów
stal z zawartością niklu	4.25	3.50	3.5%
węgla	0.45	0.38	0.15
o wytrzymałości	8100	7400	4900
	do 9100	do 8400	do 5600 kg/cm ²

granicę wytrzymałości	4600	4200	3200
wydłużenie	12%	15%	25%

W Ameryce użyto przy budowie mostu w Nowym Yorku na Blackwell's Island 5000 t stali niklowej. We Francji jest stal niklowa dwa razy droższa od stali zwykłej, dlatego użycie jej jeszcze się nie opłaca.

— Doświadczenia ze słupami żelaznobetonowymi wykonane w Minneapolis opisuje *Engineering News* (1908 str. 608). Badano 17 słupów żelaznobetonowych i 2 betonowe. Wszystkie słupy żelaznobetonowe były 2.9 m wysokie, betonowe zaś 1.52 m, przekrój poprzeczny 229 m/m w kwadrat, więc 524.4 cm². Mieszanina betonu 1:2:3 1/2.

Wynik doświadczeń podaje następująca tabliczka:

Nazwa słupa	Strzemiona lub owijanie	Pręty podłoża	Wiek (dni)	Ciężar łamiący P	$\frac{P}{F_b}$	$\frac{P}{F_b + 15 F_c}$	Uwaga
pełny	—	—	98	73 480	140.6	—	—
"	—	—	99	71 840	140.9	—	—
Am. 2 ⁽¹⁾	owijany w odstępie 5 cm	—	53	79 830	153.0	—	wyboczenie
Am. 2 ⁽²⁾	"	—	83	56 700	108.3	—	"
Am. 1	"	4 <i>gf</i> 12.7 m/m	79	102 510	196.1	170.7	owinięcie pękło
A 1	strzemiona płaskie co 10.2 cm	4 <i>gf</i> 12.7 m/m	63	70 690	135.7	132.7	strzemię pękło
A	"	10 <i>gf</i> 12.7 m/m	61	58 902	112.3	82.5	wyboczenie
B 1	strzemiona płaskie co 15.2 cm	4 <i>gf</i> 12.7 m/m	84	72 296	143.6	125.4	pręty wyginają się
B	"	10 <i>gf</i> 12.7 m/m	85	102 512	195.5	143.5	"
C	strzemiona płaskie co 20.3 cm	"	52	61 235	116.8	85.7	"
C'	"	"	54	64 410	122.8	90.2	"
C ^(2d)	"	"	133	106 326	198.9	146.3	"
E ⁽¹⁾	strzemiona okrągłe co 22.9 cm	8 <i>gf</i> 15.9 m/m	95	107 048	204.1	140.4	"
E ⁽²⁾	"	"	158	83 461	159.2	109.4	"
D ⁽¹⁾	strzemiona okrągłe co 15.2 cm	"	98	103 429	197.4	135.6	"
D ⁽²⁾	"	"	153	109 316	208.5	143.3	"
F ⁽¹⁾	strzemiona okrągłe co 7.6 cm	"	64	103 623	197.6	135.9	"
F ⁽²⁾	"	"	91	104 735	199.72	137.3	"
L 1	"	"	66	90 990.9	173.5	119.3	"
L	"	10 <i>gf</i> 12.7 m/m	68	93 059.3	177.5	130.3	"

Z powyższej tabliczki widzimy, jak różnorodne są wyniki doświadczeń. Zazwyczaj dla tego samego ustroju robiono dwa doświadczenia, przyczem wiek słupów znacznie się różnił. Wobec tego pozostają nam pojedyncze doświadczenia, które przy tak niejednostajnym materiale jak beton, nie dają żadnych pewnych wskazań. Słupy betonowe niosły średnio 72 660 kg, tymczasem pokazuje się, że 5 słupów, wzmocnionych żelazem, niosło mniej; prawda, że liczba dni była mniejszą.

— Most wiszący de la Cassague w Pyrenejach zbudowano, jak o tem pisze Leinekugel w *Génie civil* (t. LIV str. 293), według systemu Gislarda, podobny do mostu Franciszka Józefa w Pradze. Jednak urządziwszy w środku rozpiętości przegub osiągnięto zupełnie jasny rozkład sił. Odstęp przyczółków wynosi 253 m; największe przęsło ma 156 m rozpiętości, pilony są 29 m wysokie.

— Most Doumer na rzece Czerwonej w Hauvi (Tonkin) opisuje *Génie civil* (t. LIV str. 385). Most ma belki wspornikowe i przęsła naprzemian $l=75$ m i $l_1=106.2$, cała długość mostu wynosi 1682 m. Belki wiszące o rozpiętości 51.2 m są równoległe, krata bardzo rzadka równoboczna. Koszt wynosi 6 mil. franków.

— Najniekorzystniejsze obciążenie sklepień omawia Cain w *Engineering News* (1909_I str. 126) i przychodzi do wniosku że jeśli się sklepienia nie oblicza zapomocą linii wpływowych, należałoby przynajmniej przyjąć trzy obciążenia, a to od lewej podpory do 0.4 l, do 0.55 l i do 0.65 l.

— Wiadukt na rzece Bear w Kalifornii opisuje *Engineering News* (1909_I str. 259). Jest on 246.9 m długi, a wysokość szyny nad średnią wodą wynosi 27.9 m. Filary żelazne są rusztowaniowe. Średnie przęsło stanowi belka kratowa przegubowa. Szerokość filaru rusztowaniowego jest 12.2 m, części wystających 18.3 m, a części wiszącej 9.14 m.

— Natężenie dopuszczalne dla drewna poleca komitet Towarzystwa amerykańskiego inżynierów kolejowych (*Eng. News* 1909_I str. 310) dla rozmaitych rodzajów drewna. I tak

dla zginania $\tau=56$ do 91 kg/cm², $\varepsilon=562000$ do 1 062 000 kg/cm²,

„ ścinania równoległe do włókien 5.6 do 12 kg/cm², dla dęba 14.8 kg/cm², podłużne dla belek 4.9 kg/cm² do 9.1 kg/cm², dla dęba 7.7 kg/cm², prostopadle do włókien 10.6 do 21.8 kg/cm², dla dęba 31.6 kg/cm²,

na ciśnienie 56.2 kg/cm² do 91.4 kg/cm², dla słupów niskich $h \leq 15$ d 42.2 do 689 kg/cm².

— Most w Monterrey w Meksyku na rzece Santa Catarina opisuje *Engin. News* (1909 str. 369). Jest to most żelaznobetonowy o dwu łukach po 22.6 m rozpiętości. Szerokość pomostu wynosi 15.84 m, z tego wypada 5.49 m na drogę, resztę przeznaczono z obu stron drogi na sklepy, które wraz z dachem wykonano także z betonu wzmocnionego.

— Most betonowy Mourve w Spokane opisuje *Engin. News* (1909 str. 241). Główny łuk ma rozpiętość 85.64 m, dwa sąsiednie po 39.6 m. Sklepienie główne składa się z dwu łuków 2.48 m, grubych w kluczu a 3.10 m. Odstęp obu łuków wynosi 5.58 m.

— Wiadukt Lethbridge na Belly River opisuje Schwitzer w *Eng. News* (1909_{II} str. 324). Jest to wiadukt żelazny rusztowaniowy 86.9 m wysoki, szerokość filaru podwójnego wynosi 20.5 m. Belki główne są blaszane.

— Trzeci most w Warszawie na Wiśle opisuje Stanisław Koziński w *Der Eisenbau* (1910 str. 186).

Most ten zbudowany w Alejach Jerozolimskich przecina Wisłę pod kątem 77°. Długość mostu wynosi 504 m i składa się z 5 przęseł rzecznych i 3 powodziowych. Dźwigary główne są tu żelazne, łuki dwuprzegubowe o rozpiętościach od 32 do 80 m. Szerokość pomostu jest 21.4 m z czego przypada 14.8 na drogę jezdnią, a 6.6 m na dwa chodniki po 3.3 m. Dźwigary główne ułożone są w odstępach 3.06 m, z tych 5 pod drogę jezdnią, a po jednym pod chodnikami. Spad podłużny z obu stron wynosi 1.67. Pomost leży u góry, poprzecznicie blaszane w odstępach 1.33 m i dźwigary główne stanowią podstawę dla pukłówek 8 m/m grubych. Na chodniku urządzono pukłówki stojące. Na pukłówkach znajduje się warstwa betonu, której najmniejsza grubość nad górną krawędzią pukłówek wynosi 50 cm, największa 90 cm. Na tej warstwie spoczywa bruk drewniany 15 cm wysoki. Łuki są prostopasowe, przekrój pasu górnego jest dwuteowy, dolnego w kształcie H. Dźwigary główne obliczono dla obciążenia tłumem ludzi 440 kg/m² i wozu 20 t ważącego. Parcie wiatru na most nieobciążony przyjęto 235 kg/m², na most obciążony 132 kg/m². Największą ciepłotę przyjęto +60°C, najniższą -40°C. Przyjęcie 60°C dla całego mostu wydaje mi się za niekorzystne i nieprawdopodobne. Natężenia dopuszczalne przyjęto na

ciągnięcie $\tau=1200$ kg/m², przyczem $F = \frac{N_g + 1.65 N_p}{\tau}$,

dla ciśnionych prętów obliczono natężenie na wykonanie wzoru Rankina, a oprócz tego uwzględniano zmniejszenie natężenia wskutek zmiany znaku natężenia. Wydaje mi się to znowu za niekorzystne, bo wystarczyłoby przyjąć zmniejszone natężenie czy to wskutek wybożenia, czy też zmiany znaku, a mianowicie mniejszą wartość. Na złamanie przyjęto natężenie dopuszczalne tylko 700 kg/cm². Koszta całej budowy bez dojazdów wynoszą 6 771 000 m. Budowę projektował i wykonał inż. M. Marszewski zasięgając porady prof. Bélielubskiego w Petersburgu.

— Przemysł cegielniany Galicji. Zwrócić musimy uwagę dotyczących kół technicznych na szereg artykułów w sprawie przemysłu cegielnianego, gipsowego i wapiennego w Galicji Łukasza Koszki w *Thonindustrie Zeitung* (1910 str. 615, 625 i nast.). Autor w nadzwyczaj ostrych słowach omawia na przykładach nieumiejętność wyzyskania naturalnego bogactwa kraju. Glinę ogniotrwałą z zagłębia Krzeszowickiego np. wwozi się na zachód przeważnie do Niemiec, skąd wraca potem w postaci rozmaitych towarów po opłaceniu cła. Autor krytykuje sposób budowania pieców pierścieniowych do wypalania cegieł, które budują przeważnie ludzie, na tem się nie rozumiejący. Autor podaje fakty z rozmaitych miejscowości i nazwiska bądź całe, bądź ich litery początkowe. Byłoby do życzenia, gdyby Towarzystwo Politechniczne zajęło się tą sprawą i zbadało zarzuty przez autora publicznie podniesione. Jeżeli nie są słuszne, należałoby je odeprzeć, jeżeli słuszne, należałoby coś na to poradzić. Jest to wdzięczne pole działania dla Towarzystwa Politechnicznego.

Dr. M. Thullie.

— Miasta największe na świecie i ich koleje elektryczne. Królewski radca budownictwa P. Wittig z Berlina, dyrektor kolei nadziemnej tamże wydał dzieło p. t. *Die Weltstädte und der elektrische Schnellverkehr*. Dzieło wyszło nakładem W. Ernsta i Syna w Berlinie; r. 1909 z dwiema tablicami; 7-ma planami miast i 93 rysunkami w tekście. Wykonanie artystyczne, tekst zwięzły, cena 5 marek. Jest to odczyt z zeszłorocznego Walnego Zgromadzenia Stowarzyszenia architektów w Berlinie, opracowany obszerniej i zarysem sprawozdanie z podróży.

Autor przeszedłszy kwestyę pierwszej lokomotywy parowej i powstałej o pięćdziesiąt lat później pierwszej lokomotywy elektrycznej, zastanawia się nad tem, czem się zaleca szczególnie trakcyja elektryczna w ruchu wielkomiastrowym. Budowa szczególnie podziemnych kolei elektrycznych, pozwoliła centra najbardziej zabudowane wielkich miast łączyć z dalszemi dzielnicami, dała bezpieczne, szybkie, tanie i dogodnie nawiązanie domu mieszkalnego z warsttem, sklepem, biurem itd.

Takich wielkoświatowych miast o kolejach elektrycznych, założonych na wielką skalę, naliczył autor siedm, a mianowicie Londyn, Paryż i Berlin na starym kontynencie, a Nowy York, Boston, Chicago i Filadelfia w Ameryce.

Za daleko zawiodłoby mnie streszczenie opisów autora, rzucę tylko kilka zestawień, które dadzą właściwy obraz rozciągłości i znaczenia dróg żelaznych nad- i podziemnych w tych miastach.

Z początkiem r. 1908 długość sieci wspomnianych kolei wynosiła w Londynie 250 km, w Nowym Yorku 170 przy 420 km torów, w Paryżu 80, a w krótkim czasie 100 km, w Berlinie 42, a po wybudowaniu projektowanych linii 87 km, Chicago 72, Boston 17, Filadelfia 12 km. Przy wielkiej rozciągłości rozsiedlenia wykazuje Londyn długości linii w jednym kierunku 50 km, Nowy York 57, Berlin 20 km.

W celu wypośrodkowania, ile jazd wypadnie na jednego mieszkańca, powtarzam następujące zestawienie:

Londyn	$\frac{2254}{7.22}$	= 312
Nowy York	..	$\frac{1740}{4.34}$	= 403
Paryż	$\frac{1040}{3.89}$	= 268
Berlin	$\frac{976}{3.21}$	= 312
Chicago	$\frac{820}{2.14}$	= 383
Filadelfia	$\frac{603}{1.47}$	= 412
Boston	$\frac{651}{1.32}$	= 494.

W liczebniku podana jest liczba rocznych jazd w milionach, w mianowniku liczba mieszkańców w milionach, w rezultacie roczna liczba jazd na jedną osobę.

Nie należy i tego pominąć, że przedstawione rezultaty dają obraz zdobyczy technicznych. Ze stroną ekonomiczną ma się często rzecz przeciwnie, jak szczególnie w Londynie, Nowym Yorku i Chicago, gdzie ruch naziemny t. j. tramwaje elektryczne i omnibusy, jako pochłaniające mniejszy kapitał zakładowy, są bardzo niebezpiecznymi rywalami szybkich kolei nad- i podziemnych.

— **Wojskowa organizacyja kolejowa państw europejskich.** Pułkownik Witzleben z Kolonii podaje interesujący pogląd urzędzeń i organizacyji zarządów dróg żelaznych w celach wojskowych, jakie zaprowadzono w Austrii, Niemczech, Włoszech, Francyi i Rosyi, po pamiętnej kampanii w r. 1870—71.

W państwie niemieckiem istnieje w czasie pokoju brygada kolejowa, składająca się z trzech pułków, z których każdy ma po dwa bataliony, obejmujące po cztery kompanie. Austria posiada w czasie pokoju jeden pułk kolejowy i jeden telegraficzny, które w czasie wojennym rozsypują się na dwanaście kompanij kolejowych, szereg fortecznych polnych oddziałów kolejowych i batalion uzupełniający. Włochy posiadają w czasie pokoju jeden batalion kolejowy, obejmujący dwie kompanie dla ruchu i cztery kompanie dla

budowy. Rosyja w czasie pokoju posiada w Europie cztery bataliony kolejowe razem z dwudziestoma kompaniami, w Azji środkowej 13 kompanij kolejowych, w Azji wschodniej dwa bataliony Ursuri, liczące po cztery kompanie, cztery zaamurskie bataliony po 6 kompanij i dwie samodzielne kompanie. Rosyja rozporządza zatem w czasie pokoju 67 kompaniami kolejowemi. W czasie wojny będzie dziesięć batalionów kolejowych i cztery bataliony rezerwowe, nadto jest przewidziane ustawienie brygady jeszcze jednej o trzech kompaniach i jeszcze piątego batalionu rezerwowego. We Francyi w czasie pokoju istnieje jeden pułk o czterech batalionach, z których jeden jest telegraficzny. Każdy batalion liczy po cztery kompanie. W czasie wojny będą przydzielone każdej z operujących armii po jednej z dwunastu kompanij kolejowych. Do tego przybywa jeszcze terytorjalny batalion kolejowy i jedna kompania terytorjalna. Sześć wielkich zarządów kolejowych tworzy sześć sekcji kolejowych, w skład których wchodzi urzędnicy i robotnicy tych kolei prywatnych. (*Schweizerische Monatschrift für Offiziere i Petermanns Mitteilungen*). A. W. Krüger.

— **Most żelazny na rzece Mississipi w St. Louis** jest obecnie w toku roboty. Dźwigary kratowe, skonstruowane jako belki w dwu punktach podparte, mają rozpiętości 204 m, 206 m i 204 m; są to rozpiętości największe z pomiędzy użytych dotychczas dla belek prostych. Fundamenty filarów spoczywają w głębokości 42 m pod poziomem wielkiej wody na skale.

Do wykonania konstrukcyi żelaznej przedstawiono dwa projekty. Wedle jednego z nich mają być wszystkie części głównych dźwigarów wykonane ze stali niklowej; — wedle projektu drugiego ma się użyć jej tylko do części ciągnionych.

Most ma mieć ok. 10.5 m szerokości; ma być dwupiętrowy; dołem mają być umieszczone dwa tory kolejowe; górny pomost służy dla ruchu drogowego, przy czem chodniki mają leżeć na wspornikach. Pas górny jest zakrzywiony w kształcie łuku kołowego, kratę zastosowano z pół-przekątniami.

Pręty górne połączone będą przegibnie, pręty drugorzędne przynitowane. Oba główne dźwigary połączą pomosty górny i dolny, układ tężników poziomych w płaszczyźnie pasu górnego, oraz krzyże ukośnie w płaszczyznach słupów.

Sworznie przegubów mają być wykonane ze stali niklowej; wielkość ich wynosić będzie 270—410 m/m. Zawartość niklu nie może przekraczać 3.5%. — Natężenia dopuszczalne są dla tej stali większe o 50% od natężeń dla żelaza zlewego. — Całkowity ciężar wszystkich trzech przęsł wynosi dla projektu pierwszego (stal niklowa) 13 800 t, — dla projektu drugiego 16 300 t. (*Engineering Record*). Dr. St. B.

ROZMAITOŚCI.

— **Rektorem Politechniki** na rok 1910/11 wybrany został radca dworu prof. Dr. Maksymilian Thullie, zaś dziekanami:

- a) inżynierii: prof. Dr. Maksymilian Huber;
- b) budownictwa lądowego: prof. Dr. Jan Bogucki;
- c) budowy maszyn: prof. Zygmunt Sochacki;
- d) chemii technicznej: prof. Dr. Adam Maurizio.

— **Konkurs ogłasza Gal. tow. kredytowe ziemskie** we Lwowie za pośrednictwem Koła architektów polskich na szkice domów czynszowych, a mianowicie: na jeden dom trzypiętrowy i na jeden dom czteropiętrowy przy ul. Kopernika i przy ul. Szajnoch. Nagrody trzy: I-sza 1800 K, II-ga 1200 K,

III-cia 800 K. Termin nadsyłania pracznaczony na dzień 1 września 1910 r. do godz. 12 w południe.

W skład sądu konkursowego wchodzi wybrani przez Koło architektki: Enc. Baecker, Gust. Bisanz, Mich. Łużecki, Włodz. Podhorodecki, Winc. Rawski, Ad. Wikt. Weiss.

Jako zastępcy architektki: Zyg. Dobrzański i Alfr. Kamienobrodzki. Ze strony gal. Tow. kredytowego ziemskiego wchodzi: architekt L. Baldwin-Ramułt, oraz pięciu członków zarządu tegoż Tow. Bliższe warunki i plan sytuacyjny otrzymać można w „Kole architektów polskich we Lwowie“, Tow. politechniczne, ul. Zimorowicza 1. 9.

— **Z krajowej szkoły garncarskiej w Kołomyi.** Rok szkolny w krajowej Szkole garncarskiej w Kołomyi rozpocznie się 1 września b. r. Warunki przyjęcia: 1. Ukończony 13-ty rok życia i fizyczne uzdolnienie do zawodu rękodzielniczego; 2. Ukończona szkoła ludowa z dobrym postępem. Podania zaopatrzone w metrykę i ostatnie świadectwo szkolne należy adresować: „do Dyrekcji krajowej Szkoły garncarskiej w Kołomyi“. Przy szkole znajduje się internat, w którym ubodzy uczniowie zamiejscowi za niewielką opłatą otrzymują całe utrzymanie. Wydziały powiatowe, gminy i inne instytucje publiczne za utrzymanie swych stypendystów w internacie opłacają po sto koron (100 K) rocznie.

— **Doktorat nauk technicznych.** Uderzającym jest fakt, że nadzwyczaj mała liczba inżynierów zdaje doktoraty z nauk technicznych. Wedle *Organ d. öst. Ingenieur u. Architekten-Tages* Nr. 2 z 31 grudnia 1909, wydany 28 lutego 1910 zdało doktorat nauk technicznych:

w Szkole politechnicznej we Wiedniu	204	kandydatów
„ „ w Gracu	27	„
„ „ we Lwowie	27	„
„ „ w Pradze czeskiej	87	„
„ „ „ niemieckiej	44	„
„ „ w Bernie czeskim	6	„
„ „ „ niemieckim	31	„
Akademia rolnicza we Wiedniu	24	„
„ górnicza w Leoben	1	„
„ „ w Przybramie	—	„

Wedle wydziałów przypada 184 kandydatów na chemiczny, 87 na maszynowy, 85 na inżynierski, a 23 architektury. Jeżeli zaskakująco mała liczba doktoratów dostała się dotąd inżynierom, to tembardziej zaskakująca jest mała liczba doktoratów na politechnice lwowskiej, przy jej dzisiejszej frekwencji.

Kr.

— **Zasypanie pociągu przez lawinę.** 1 marca b. r. na zachodnim końcu tunelu kolei Great Northern w górach Kaskady stoczyła się olbrzymia lawina i zasypała cały pociąg. Jeszcze po 60 godzinach wydobyto z pod śniegu 10 osób, które utrzymały się przy życiu. Liczba zabitych osób wedle ostatnich wiadomości 118, w tem 84 pasażerów.

Kr.

OD REDAKCYI.

Do dzisiejszego numeru dołącza się tablicę do sprawozdania z literatury technicznej: „Nowsze propozycje co do systemu regulacji rzek“.

V Zjazd techników polskich we Lwowie.

L. p.	Nazwisko i imię	Miejsce pobytu	Sekcja	L. p.	Nazwisko i imię	Miejsce pobytu	Sekcja
54	Bystrzyński Zygmunt	Częstochowa-Raków	komun. lądowej	70	Ostaszkievicz Antoni**	Lublin	cukrownicza
55	Bańkowski Feliks**	Lublin	chemiczno-techn.	71	Pordes Fryderyk**	Wiedeń	budown. wodnego
56	Brodzic Dybowski Tadeusz**	Brody	komun. lądowej	72	Pruchnik Józef**	Besko	„
	„	„	ogólna	73	Pohoryles Henryk	Lwów	mechaniczna
57	Frankiewicz Ludwik	Poznań	„	74	Rybicki Stanisław	„	ogólna
58	Hrobni Kaziemierz	Kraków	architektoniczna	75	Rodakowski Zygmunt	„	mechaniczna
59	Huber Maksymilian**	Lwów	mechaniczna	76	Rospendowski Ludomir	Warszawa	komun. lądowej
60	Jankowski Józef**	„	budown. wodnego		„	„	mechaniczna
61	Jaskółki Józef	„	ogólna	77	Szulc de Szulcer Stanisław**	Lwów	chemiczno-techn.
62	Krzyżan Marian**	Poznań	„	78	Szanior Tadeusz*	Warszawa	komun. lądowej
63	Katzenellenbogen Henryk**	Lwów	„	79	Szpaczynski Stanisław**	Mosty wielkie	architektoniczna
64	Krzemecki Andrzej**	Kraków	chemiczno-techn.	80	Semkowicz Adam	Bochnia	budown. wodnego
65	Klimko Marian	Świątniki górne	mechaniczna	81	Turczynowicz Stanisław	Kraków	„
	„	„	ogólna	82	Ulam Michał	Lwów	„
66	Kuropatwiński Franciszek	Kadłewka, Jekaterin. gub	elektrotechniczna	83	Wojtyga Józef**	Nowy Sącz	architektoniczna
67	Libański Edmund*	Lwów	ogólna	84	Wowkonowicz Jan**	Lwów	„
68	Niedźwiedzki Julian**	„	ogólna	85	Wang Wilhelm	„	budown. wodnego
69	Olszakowski Antoni*	Włocławek	architektoniczna		„	„	chemiczno-techn.
				86	Wierzbicki Aleksander	„	mechaniczna
				87	Weigel Kasper**	„	budown. wodnego
				88	Zazula Albin**	„	ogólna
							komun. lądowej

Uwaga. Nazwisko bez gwiazdki oznacza udział w zjeździe i bankiecie bez rodziny;
 „ z * udział w zjeździe i bankiecie z rodziną;
 „ z ** udział tylko w zjeździe.