

TREŚĆ: Kazimierz Bartel: O perspektografie De La Fresnaye. — Dr. M. Huber: W sprawie przejawów plastyczności metali przy próbie rozrywania. — Inż. A. Rundo: Sprawozdanie z prac III. Konferencji hydrologicznej państw bałtyckich. (Ciąg dalszy). Inż. M. S. Okęcki: VI. Międzynarodowy Kongres Drogowy w Waszyngtonie. — Inż. Dr. A. Chmielowiec: Mechanika ciężkich rozpiętych i jej zastosowanie w elektrotechnice i miernictwie. (Ciąg dalszy). — Inż. E. Nagelberg: W sprawie metody spawania. — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki. — Bibliografia. — Zebrania i odczyty w Towarzystwie.

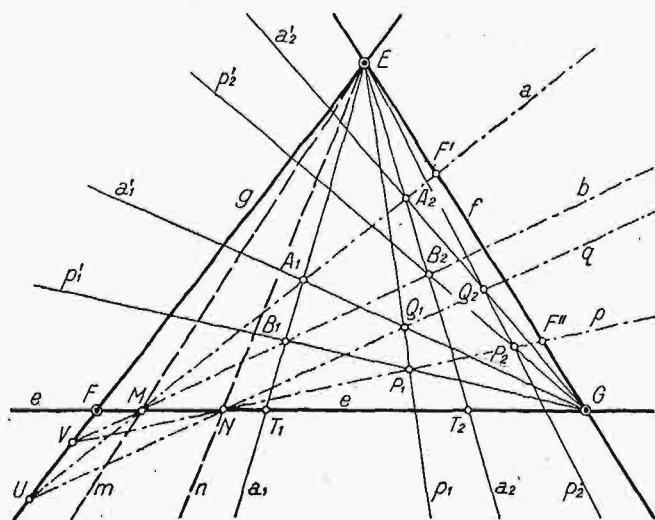
Kazimierz Bartel.

O perspektografie De La Fresnaye.

1. Czysto geometryczne sposoby otrzymywania perspektywy, z danych rzutów ortogonalnych, nie były nigdy i nie są, wśród architektów, popularne; zdają się być nużące i wymagać zbyt wiele czasu. Tem się też tłumaczy czynione stale, od dziesiątków lat, usiłowania w kierunku zmechanizowania zagadnienia i to bądź przy pomocy odpowiednich instrumentów, bądź też zastosowania t. zw. siatek. Powstały perspektografy, których wynalazcami byli inż. Arrigunaga, inż. Fiorini, A. Prix, G. Hauck, H. Ritter, J. Pillet, a może i inni, o których nie posiadam wiadomości. Skomplikowane, kosztowne, trudne w użyciu przyrządy te, nie mogły odpowiedzieć celowi i wszystkie, bez wyjątku, stały się jedynie zabytkami muzealnymi, jako dowody niezwyklej, niekiedy, pomysłowości swych wynalazców. Podobnie i różnego rodzaju siatki nie mogły zadowolić wymagań przedewszystkiem dlatego, że w założeniu swem, wykluczały indywidualizowanie obrazów perspektywicznych, wprowadzając, określoną ściśle, normalizację.

Ogłoszona w r. 1909 przez C. De La Fresnaye¹⁾ rozprawa stanowi niewątpliwie punkt zwrotny w sprawie metod perspektywy pośredniej. Inwencja autora dała bardzo praktyczną i celową metodę o imponującej prostocie, zasługującą na najszersze rozpowszechnienie.

Poniżej znajdzie czytelnik wywód teoretyczny, a następnie jego zastosowanie — oba w mojem własnym opracowaniu — odbiegające od cytowanej wyżej rozprawy i doprowadzające do uproszczenia perspektografu De La Fresnaye.



Rys. 1.

2. Wiadomo, że homografia dwóch układów płaskich, złączonych na płaszczyźnie rysunku, wyznaczona jest czterema parami punktów odpowiednich i, że dwa takie układy posiadają trzy punkty podwójne. Każda z trzech prostych, łączących dwa punkty podwójne, jest podstawą dwóch homograficznych szeregów punktów, w których

owe punkty podwójne układów płaskich są punktami podwójnymi. Zrozumiałem jest, że trzy punkty podwójne E, F, G , i jedna para punktów odpowiednich, wyznaczają homografię dwóch układów płaskich π_1 i π_2 . (Rys. 1.). Każdy z tych trzech punktów podwójnych jest wierzchołkiem dwóch homograficznych pęków promieni, którego elementami podwójnymi są promienie, łączące ten wierzchołek z pozostałymi dwoma punktami podwójnymi.

Promienie podwójne dwóch homograficznych współwierzchołkowych pęków tworzą z każdą parą promieni odpowiednich czwórki o stałej wartości stosunków anharmonicznych. Poprowadźmy przez przyjęty w układzie π_1 punkt P_1 promień p_1 w pękach $E(f, g, a_1, p_1, \dots; f, g, a_2, \dots)$, to równanie:

$$(f'g a_1 a_2) = (f'g p_1 p_2)$$

określa jednoznacznie położenie homologicznego promienia p_2 w tych pękach.

Uważajmy, z kolei, podwójny punkt G za wierzchołek dwóch współwierzchołkowych, homograficznych pęków, którego promieniami podwójnymi są proste e i f , a którego elementy a'_1, a'_2, p'_1, \dots przechodzą przez punkty A_1, A_2, P_1, \dots . Relacja:

$$(e f a'_1 a'_2) = (e f p'_1 p'_2)$$

określa położenie promienia p'_2 , który przetnie się z promieniem p_2 w punkcie P_2 , odpowiadającym homograficznie, w układzie π_2 , punktowi P_1 . Tym sposobem podporządkujemy każdemu punktowi P_1, Q_1, \dots , płaskiego układu π_1 , punkt P_2, Q_2, \dots w układzie π_2 . Jeżeli punkt A_1 przebiega prostą a_1 , to homologiczny punkt A_2 porusza się na prostej a_2 ; powstałe w ten sposób, na podstawach a_1 i a_2 , szeregi punktów są homograficzne. Ale w punkcie E schodzi się para odpowiednich punktów tych szeregów, wobec czego szeregi te mają położenie perspektywiczne. Prosta podwójna e łączy w sobie dwa homologiczne promienie pęku $G(a'_1, p'_1, \dots; a'_2, p'_2, \dots)$, więc punkty T_1 i T_2 przecięcia się promieni a_1 i a_2 z prostą e są parą homologicznych punktów na tej prostej, jako na podstawie dwóch homograficznych szeregów. Prosta e łączy więc parę homologicznych punktów na podstawach a_1 i a_2 , a punkt M , przecięcia się jej z prostą $a = (A_1, A_2)$ jest środkiem perspektywiczności homologicznych szeregów punktów na promieniach a_1 i a_2 , podobnie jak punkt N będzie środkiem perspektywiczności homologicznych szeregów na promieniach p_1 i p_2 . Tak więc proste a, b, \dots , łączące pary odpowiadających sobie punktów $A_1 A_2, B_1 B_2, \dots$, leżących na homologicznych promieniach $a_1 a_2, \dots$, pęku, którego wierzchołkiem jest punkt podwójny E dwóch homograficznych układów płaskich, przecinają się w punkcie M , leżącym na przeciwległej temu punktowi podwójnemu prostej podwójnej e tych układów.

Pęki promieni $G(e, f, a'_1, \dots; e, f, a'_2, \dots)$ są perspektywiczne z szeregami $a(M, F', A_1, \dots; M, F', A_2, \dots)$ i $p(N, F'', P_1, \dots; N, F'', P_2, \dots)$, więc także:

$$(e f a'_1 a'_2) = (M F' A_1 A_2).$$

Ale promienie p'_1 i p'_2 należą do pęków $G(e, f, a'_1, p'_1, \dots; e, f, a'_2, p'_2, \dots)$, więc będzie też:

$$(e f a'_1 a'_2) = (e f p'_1 p'_2) = (M F' A_1 A_2) = (N F'' P_1 P_2). \quad I.$$

co oznacza, że stosunki anharmoniczne czwórek

¹⁾ Le faisceau à projeter. Tracé d'une perspective sans lignes de construction par C. De La Fresnaye, lieutenant — colonel d'artillerie en retraite. Paris, Librairie de la Construction Moderne 1909.

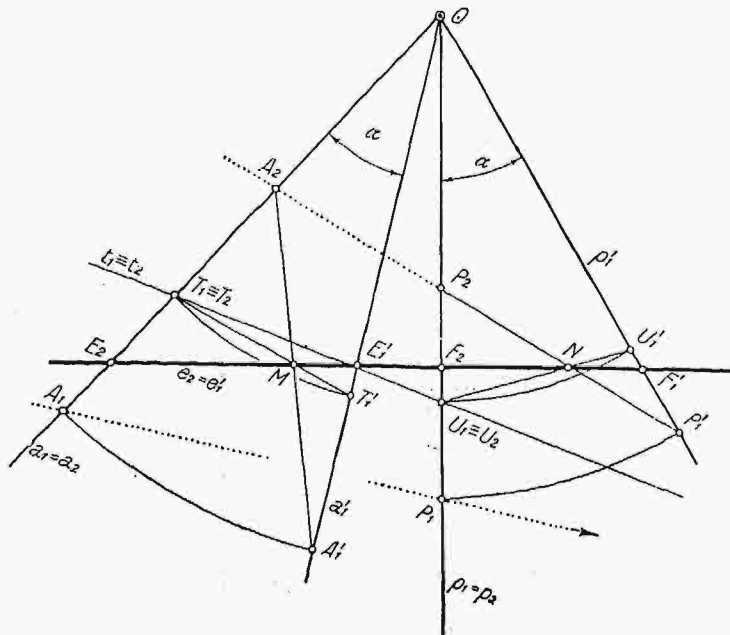
punktów na promieniach a, \dots, p, \dots , na które składają się po dwa punkty podwójne $M, F', \dots; N, F'', \dots$ i po dwa punkty homologiczne $A_1, A_2, \dots; P_1, P_2, \dots$ są sobie równe.

Oznaczmy promień pęku E , przechodzące przez punkty M i N , literami m i n to:

$\alpha(M, F', A_1, \dots; M, F', A_2, \dots) \bar{\wedge} E(m, f, a_1, \dots; m, f, a_2, \dots)$
co, w związku z równaniem I, daje nam równanie:

$$(M F' A_1 A_2) = (m f a_1 a_2) = (N F'' P_1 P_2) = (n f p_1 p_2) \dots \text{II.}$$

3. Przyjmijmy dwa homologiczne układy płaskie π_1, π_2 , wyznaczone ośrodkiem O , osią t i parą punktów odpowiednich A_1, A_2 . (Rys. 2.). Wiadomo, że oś homologji jest miejscem geometrycznym punktów podwójnych dwóch układów homologicznych. Jest ona prostą, którą nazywać będziemy identycznie podwójną, w odróżnieniu od promieni homologji, które są prostymi podwójnymi w innym rozumieniu, a mianowicie tem, że stanowią podstawę dwóch homograficznych szeregów punktów, mających zawsze dwa punkty podwójne. Jednym jest środek homologji a drugim punkt przecięcia się z osią homologji. Uzupełnijmy układy π_1, π_2 o jedną parę punktów homologicznych P_1 i P_2 , leżących na dowolnym promieniu $p_1 = p_2$, poczem obróćmy układ π_1 , około punktu O , o dowolny kąt α . Układ π_1 w jego nowym położeniu nazwijmy π'_1 .



Rys. 2.

Zapomocą dokonanego obrotu zniszczyliśmy położenie środkowe układów π_1 i π_2 ; układy płaskie π_2 i π'_1 będą homograficzne. Środek homologji O pozostanie punktem podwójnym; oś t rozdzieli się na dwie proste, odpowiadające sobie w obu układach π_2, π'_1 ; promienie kolineacji $a_1 = a_2$ i $p_1 = p_2$ rozszczepią się: a_1 i p_1 zajmą położenie a'_1 i p'_1 , a leżące na nich punkty A_1, T_1, P_1, U_1 położenie A'_1, T'_1, P'_1, U'_1 .

Z rozważań ustępu poprzedniego wynika, że:

$$a_2(A_2, T_2, \dots) \bar{\wedge} a'_1(A'_1, T'_1, \dots)$$

podobnie:

$$p_2(P_2, U_2, \dots) \bar{\wedge} p'_1(P'_1, U'_1, \dots)$$

Środkami perspektywiczności szeregów a_2 i a'_1, p_2 i p'_1 są punkty M i N . Prosta $e_1 = (M, N)$, uważana za element pęku M , wyznacza na podstawach a_2 i a'_1 parę homologicznych punktów E_2 i E'_1 ; jako element pęku N prosta ta przecina promienie p_2 i p'_1 w punktach F_2 i F'_1 , stanowiących parę homologicznych punktów w szeregach na podstawach p_2 i p'_1 . Prostej $e_2 = (E_2, F_2)$, zaliczonej do układu π_2 , odpowiada schodząca się z nią, w homograficz-

nym układzie π'_1 , prosta $e'_1 = (E'_1, F'_1)$. Prosta $e_2 = e'_1$ jest więc prostą podwójną homograficznych układów płaskich π_2, π'_1 . Jest ona podstawą dwóch homograficznych szeregów punktów, które posiadają zawsze dwa punkty podwójne. Punkty te, wraz z punktem O , tworzą trójkę punktów podwójnych homograficznych układów π_2 i π'_1 . Punkt O jest wierzchołkiem dwóch homograficznych, przystających, pęków promieni

$$O(a_2, \dots, p_2, \dots) \bar{\wedge} O(a'_1, \dots, p'_1, \dots)$$

o zgodnych kierunkach obrotu, co jest następstwem sposobu ich powstania, a mianowicie rozszczepienia podwójnych promieni, jakimi są promienie kolineacji środkowej. Kąt α , zawarty między promieniami odpowiednimi $a_2, a'_1, p_2, p'_1, \dots$, jest kątem stałym i równym kątowi o jaki obrócićmy układ płaski π_1 około punktu O , przy zachowaniu położenia układu π_2 . Ale dwa homograficzne, przystające, o zgodnych kierunkach obrotu, współwierzchołkowe pęki promieni, są zawsze pękami eliptycznymi t. zn. ich elementy podwójne są urojone. Wynika stąd, że homograficzne szeregi punktów na prostej $e_2 = e'_1$ są również eliptyczne, że tedy ich punkty podwójne będą zawsze urojone.

Jeżeli więc do dwóch homograficznych układów płaskich π_2 i π'_1 dochodzimy z dwóch układów homologicznych π_1 i π_2 przez skrócenie jednego z nich (π_1) około środka homologji o dowolny kąt α , to takie dwa układy płaskie posiadają zawsze tylko jeden rzeczywisty punkt podwójny i jedną rzeczywistą podwójną prostą. Dwa pozostałe punkty podwójne i dwie proste podwójne będą zawsze urojone.

4. Weźmy pod uwagę dwa płaskie układy homograficzne, otrzymane w sposób opisany w ustępie poprzednim, a więc posiadające jeden rzeczywisty punkt podwójny i jedną rzeczywistą prostą podwójną. Do wyznaczenia tej homografji potrzebna jest — prócz tych elementów podwójnych jeszcze jedna para punktów homologicznych. Zachowajmy oznaczenia z Rys. 2. to punkt podwójny oznaczony na Rys. 1. literą E nazwiemy literą O , prostą podwójną $e_2 = e'_1$ literą e , punkty homologiczne A_2, A'_1 leżące będą na homologicznych promieniach a_2, a'_1 , należących do dwóch homograficznych pęków o wierzchołku O . Rzeczywiste promienie podwójne f i g w przypadku podanym na Rys. 1. będą tu urojone; nazwijmy je literami i, j .

Oznaczmy punkty przecięcia się izotropowego promienia i z prostą a (analogja z Rys. 1.) przez I' , a z prostą p przez I'' — to stosując równanie II otrzymamy:

$$(M I' A_2 A'_1) = (m i a_2 a'_1) = (N I'' P_2 P'_1) = (n i p_2 p'_1).$$

Ale wiadomo, że promień izotropowy tworzy z każdą rzeczywistą prostą płaszczyzny, a więc także z prostymi $a_2, a'_1, p_2, p'_1, \dots$ stały kąt²⁾. Gdy jednak trzy promienie tworzą między sobą stałe kąty — przy stałym stosunku anharmonicznym, to czwarty promień utworzy z każdym z nich również stały kąt, w szczególności, gdy jednym z tych promieni jest promień izotropowy otrzymamy:

$$(m i a_2 a'_1) = \frac{\sin(m a_2)}{\sin(i a_2)} : \frac{\sin(m a'_1)}{\sin(i a'_1)} = \frac{\sin(m a_2)}{\sin(m a'_1)} = \text{const.}$$

Oznacza to, że pęk trzech promieni $O(a_2, a'_1, m)$ i pęk promieni $O(p_2, p'_1, n)$ są przystające, a ponieważ promie-

²⁾ Wykreśliłmy przez punkt O , wierzchołek dwóch homograficznych, współwierzchołkowych pęków promieni, powstałych przez obrót dowolnego kąta α około punktu O , dowolny, stały promień s , to w odniesieniu do niego dla każdej pary homologicznych promieni a_1, a_2 będzie $\varphi - \varphi' = \alpha = \text{const.}$, jeśli $\varphi = \sphericalangle a_1 s$; $\varphi' = \sphericalangle a_2 s$.

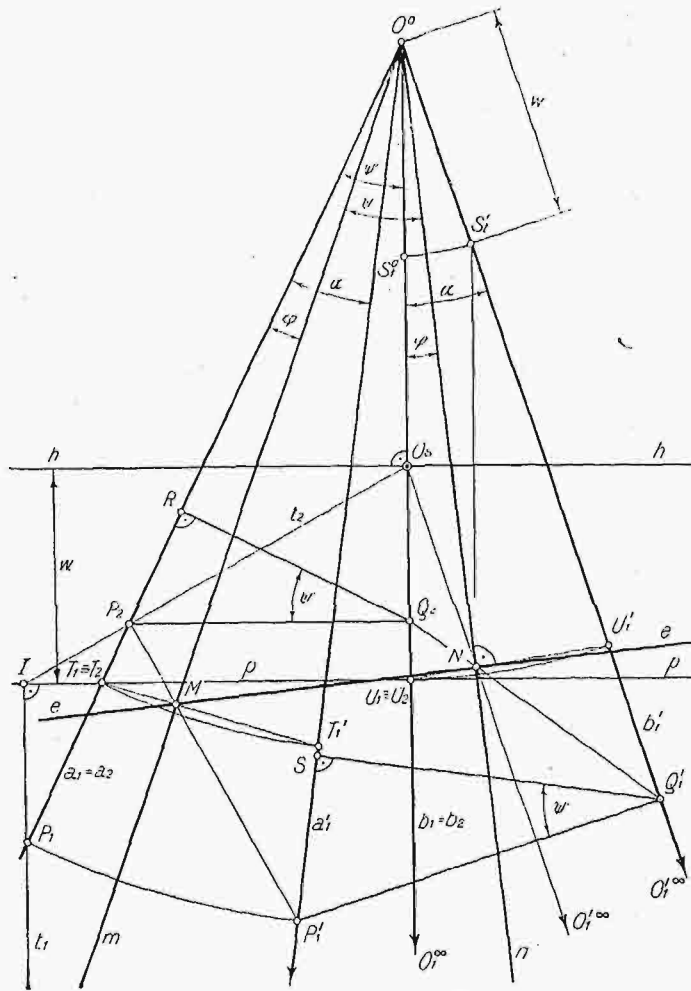
Mamy: $\text{tg } \alpha = \frac{\text{tg } \varphi - \text{tg } \varphi'}{1 + \text{tg } \varphi \cdot \text{tg } \varphi'}$, a więc: $\text{tg } \alpha \cdot (1 + \text{tg } \varphi \cdot \text{tg } \varphi') = \text{tg } \varphi - \text{tg } \varphi'$. Aby określić położenie promieni podwójnych należy założyć: $\text{tg } \varphi = \pm \text{tg } \varphi'$, a wtedy mamy: $\text{tg } \alpha \cdot (1 + \text{tg}^2 \varphi) = 0$, $\text{tg}^2 \varphi = \pm i$ t. zn. że oba urojone promienie podwójne (promienie izotropowe) tworzą z każdą prostą przyjętą na płaszczyźnie pęków stały kąt, którego styczna trygonometryczna równa jest $\pm i$.

nie p_2 i p'_1 , tworzą dowolną parę homologicznych promieni w pęku o wierzchołku O , zawierającą ze sobą stały, ale zresztą dowolnie obrany kąt α — przeto wszystkie trójki promieni $a_2 a'_1 m; \dots; p_2 p'_1 n; \dots$ są przystające. Innymi słowy, trójka promieni $a_2 a'_1 m$ pozostaje niezmienna, dla każdego położenia pary homologicznych promieni $a_2 a'_1$.

Gdy znamy pęk $O(a_2 a'_1 m)$ i prostą podwójną e , a nadto gdy w układzie π'_1 dana jest dowolna konfiguracja (F'_1) , to gdy promień a'_1 — przy określonym położeniu tego pęku — przecina tę konfigurację w punktach A'_1, B'_1, \dots zaś promień m przecina równocześnie prostą podwójną e w punkcie M — to proste MA'_1, MB'_1, \dots posiadają z prostą a_2 wspólne punkty A_2, B_2, \dots . Punkty te odpowiadają homograficznie punktom A'_1, B'_1, \dots . Powtórzmy tę operację dla dowolnej ilości położen obracającego się około punktu O pęku $O(a_2, a'_1, m)$ — to miejscem geometrycznym punktów A_2, B_2, \dots będzie konfiguracja (F_2) , odpowiadająca homograficznie konfiguracji (F'_1) . (F_2) będzie perspektywą (F'_1) .

5. Przyjmijmy linię horyzontu h , linię podstawy p , punkt główny O_s i głębokość tłową δ ; niechaj zadaniem naszym będzie wyznaczenie trójki promieni $a_2 a'_1 m$ i prostej podwójnej e (Rys. 3).

Wykonajmy kład płaszczyzny horyzontu i płaszczyzny podstawy na tło. Środek rzutu O zajmie położenie O^0 , przyczem $O^0 O_s = \delta$, zaś rzut ortogonalny S_s , środka rzutów, na płaszczyznę podstawy (t. zw. stanowisko) padnie na tło jako punkt S^0 , przyczem $O^0 S^0 = w$ t. j. wysokości horyzontu. Obierzmy na płaszczyźnie podstawy dowolny punkt P_1 , znajdziemy jego perspektywę P_2 , poczem rozszczepmy promień kolineacji $a_1 = a_2$, i obróćmy jego element a_1 , około punktu O^0 , o dowolny kąt α . Zajmie on położenie a'_1 , zaś punkt P_1 położenie P'_1 .



Rys. 3.

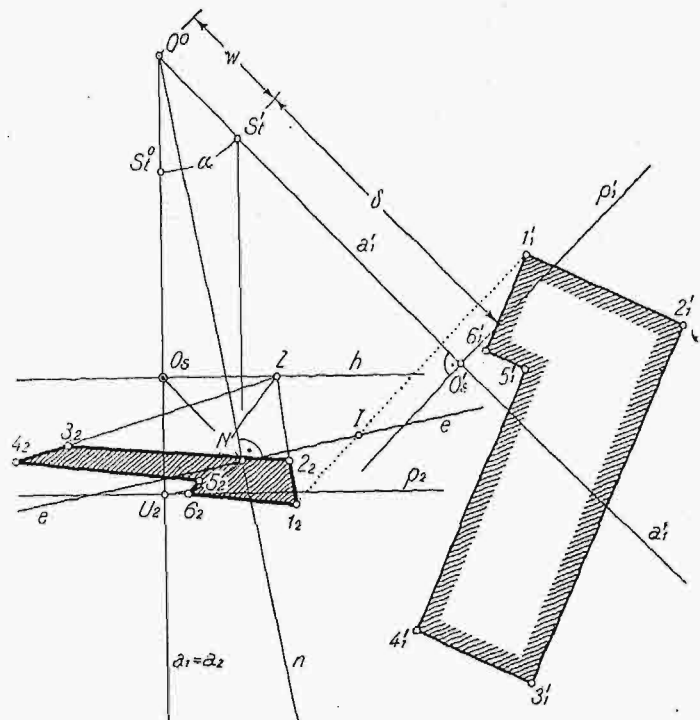
Punkt podwójny $T_1 \equiv T_2$ rozdzieli się; pierwszy z nich znajdzie się na promieniu a'_1 jako punkt T'_1 . Proste (P_2, P'_1) i (T_2, T'_1) przetną się w punkcie M , środku perspektywiczności; homologicznych szeregów punktów na podstawach a_2 i a'_1 , a zarazem jednym z punktów szukanej prostej podwójnej e . Rozszczepmy i obróćmy następnie o kąt α promień $b_1 = b_2$, prostopadły do linii horyzontu. Promień b_1 zajmie położenie b'_1 , punkt U_1 położenie U'_1 . Punkt O^0 promienia b_1 pozostanie punktem niewłaściwym O^0_∞ promienia b'_1 . Proste, łączące homologiczne punkty U_2, U'_1 i O_s, O^0_∞ , przetną się w punkcie N , drugim punkcie prostej podwójnej e , która tym sposobem jest wyznaczona. Z Rys. 3. czytamy: Trójkąty $O^0 T'_1 T_2$ i $O^0 U'_1 U_2$ są równoramienne i podobne.

Trójkąty $O^0 T_2 M$ i $O^0 U_2 N$ są podobne, bo kąty przy T_2 i U_2 oraz O^0 w obu trójkątach są równe. Z podobieństwa tych trójkątów otrzymujemy: $O^0 T_2 : O^0 U_2 = O^0 M : O^0 N$, z czego wynika, że także trójkąty $O^0 T_2 U_2$ i $O^0 M N$ są podobne gdy uwzględnimy, że w obu tych trójkątach kąty przy O^0 są równe i równe kątowi ψ . A ponieważ kąt $O^0 U_2 T_2$ jest kątem prostym, więc takim jest też kąt $O^0 N M$. Prosta podwójna e jest więc prostopadłą do promienia n .

Stwierdzone związki pozwolą na wyznaczenie promienia n i prostej podwójnej e , dla określonej perspektywy w sposób nader prosty.

Z punktu O^0 , kładu środka rzutów (Rys. 4.), wykreślimy promień a'_1 , zawierający z prostopadłym do linii horyzontu promieniem a_2 dowolny kąt α . Z punktu głównego O_s , jako środka, zakreślimy promieniem $O_s U_2 = w$ łuk koła, a następnie poprowadzimy prostą równoległą do a'_1 , która przetnie ten łuk w punkcie N . Punkty N i O^0 wyznaczają szukany promień n pęku $O^0(a_2, a'_1, n)$; prostopadła, wykreślona w punkcie N do prostej n jest prostą podwójną e , układów homograficznych π_2 i π'_1 , złączonych na płaszczyźnie rysunku.

Przyjmijmy na płaszczyźnie poziomej sześciokąt $I'_1, 2'_1, \dots, 6'_1$ (Rys. 4.). Niechaj trójka promieni a'_1, a_2, n , obraca się około punktu O^0 tak, by promień a'_1 przecho-

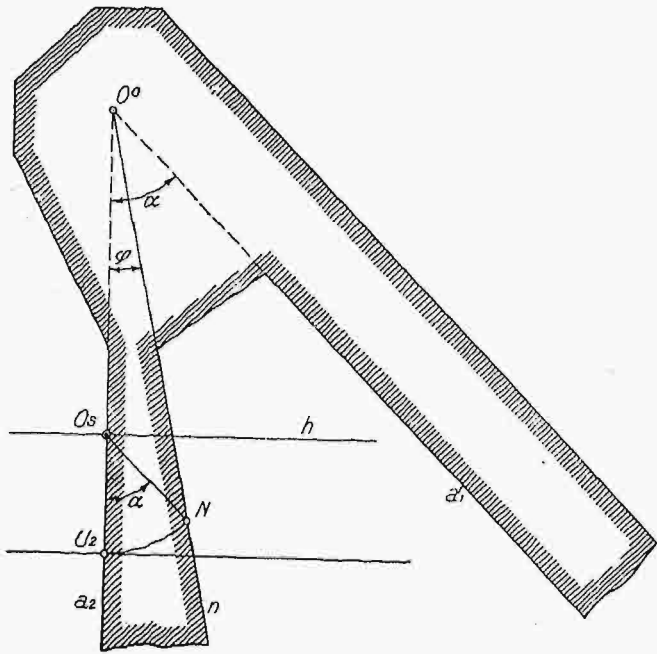


Rys. 4.

dził kolejno przez punkty $I'_1, 2'_1, \dots$. Przy każdym z tych położen pęku $O^0(a'_1, a_2, n)$ promień n przetnie prostą podwójną e (nazywać ją będziemy kierownicą) w punktach I, II, \dots . Połączmy każdorazowo punkty $I'_1, I, 2'_1, II, \dots$ przez przykładanie krawędzi linealu — to przecięcia się

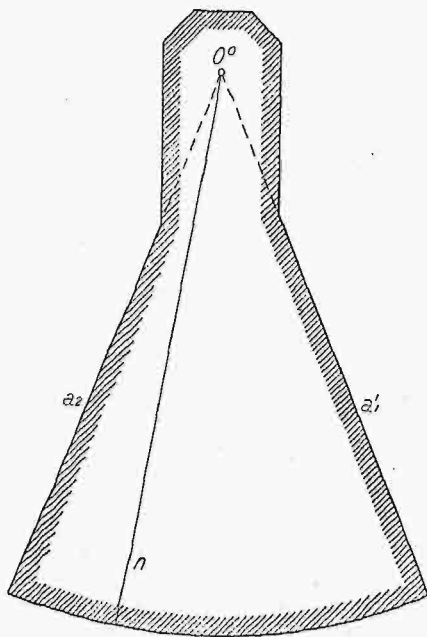
w ten sposób otrzymanych prostych z promieniem a_2 będą perspektywą $1_2, 2_2, \dots$ punktów $1'_1, 2'_1, \dots$. Otrzymamy perspektywę sześciokąta, leżącego na płaszczyźnie poziomej.

Promień a'_1 uważać można za rzut poziomy promienia głównego, punkt S' za stanowisko a prostą p'_1 , poprowadzoną w punkcie $O'_s (S', O'_s = \delta)$ prostopadłe do a'_1 , za ślad poziomy płaszczyzny tła, a więc linię podstawy.



Rys. 5.

Pamiętajmy, że wielokąt $1'_1, 2'_1, \dots$ dany był na płaszczyźnie poziomej, że płaszczyznę tę obróciliśmy około linii podstawy p i sprowadziliśmy na tło, a następnie obróciliśmy ją około punktu O^o , kładu środka rzutów, o kąt α . Z operacji tych wynika położenie obserwatora; stoi on w punkcie S' , mieści się za płaszczyzną rysunku, zwrócony twarzą ku wielokątowi. Jego prawa ręka zwrócona jest ku punktowi $1'_1$, lewa ku punktowi $4'_1$; obserwując więc wielokąt ze stanowiska S' , widzi go tak, jak to podaje perspektywa $1_2, 2_2, \dots 6_2$.



Rys. 6.

Aby zadanie nasze rozwiązać praktycznie, wytniemy trójlineał $a'_1 a_2 n$ z papieru rysunkowego, tworząc tym sposobem najprostszy, jaki da się pomyśleć, perspektograf (Rys. 5.). Kąt α może być — jak wiemy — dowolny; praktyka nasza doradza przyjąć $\alpha = 45^\circ$. Wtedy w zależności od wysokości horyzontu w i głębokości tło-wej δ zmieniać się będzie kąt φ , jaki krawędź n tworzy z krawędzią a_2 .

Zamiast papieru rysunkowego lepiej jest użyć arkusza cienkiego, przezroczystego celluloidu, z którego wyciąć należy figurę jak Rys. 6.

Promień n wkreślać będziemy każdorazowo tuszem, zmieniając jego położenie według potrzeby. W ten sposób otrzymujemy perspektograf trwały, dający się zastosować do każdych warunków perspektywy³⁾.

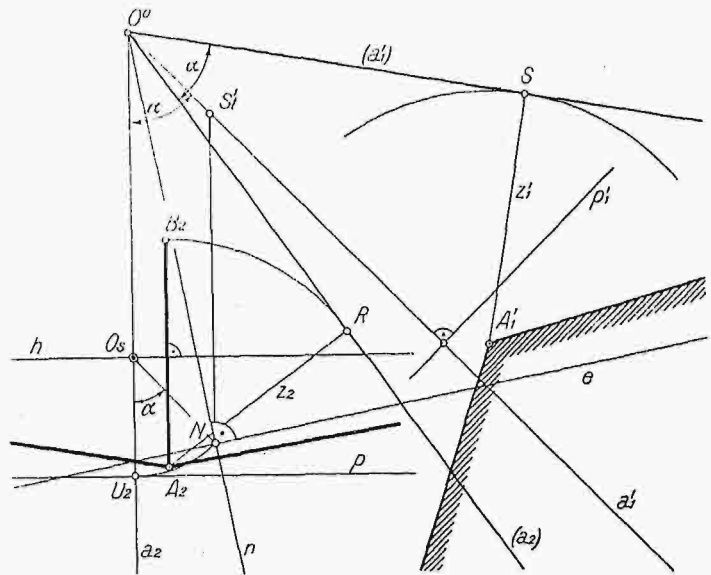
6. Pozostaje sprawa wyznaczenia perspektywy odcinków pionowych, albo ogólniej: określenie podziałek perspektywicznych na płaszczyznach równoległych do tła (płaszczyznach czołowych).

Wróćmy do Rys. 3. Poprowadźmy z punktu P_2 równoległą do linii horyzontu aż do przecięcia się z prostą $b_1 = b_2$ w punkcie Q_2 . Punktowi temu odpowie homologicznie punkt Q'_1 , leżący na promieniu, przechodzącym przez punkt N ; odcinek $P_2 Q_2$ jest perspektywą odcinka $P'_1 Q'_1$, który będzie \perp do promienia $O_s O'_1$. Stosunek: $P_2 Q_2 : P'_1 Q'_1$ jest wykładnikiem podziałki całej płaszczyzny czołowej τ , na której leży odcinek $P_1 Q_1$.

Wykreślmy $Q_2 R \perp a_2$ i $Q'_1 S \perp a'_1$, to ponieważ trójkąt $P_2 Q_2 R$ jest podobny do trójkąta $P'_1 Q'_1 S$, więc:

$$\frac{Q_2 R}{Q'_1 S} = \frac{Q_2 P_2}{Q'_1 P'_1}$$

Jeżeli $Q'_1 S$ będzie jednostką podziałki rzeczywistej, to $Q_2 R$ będzie jednostką podziałki perspektywicznej płaszczyzny czołowej τ .



Rys. 7.

Przypuśćmy, że w punkcie A'_1 , którego perspektywą jest punkt A_2 (Rys. 7.) poprowadzić mamy odcinek pionowy o długości z'_1 . Chodzi o znalezienie skrócenia perspektywicznego z_2 odcinka z'_1 . Ustawimy perspektograf tak, aby

³⁾ Czytelnik zauważy, że nie zachodzi bynajmniej potrzeba przerysowywania danego rzutu poziomego w celu otrzymania jego perspektywy przy pomocy perspektografu De La Fresnaye. Dogodniej będzie rysować perspektywę na kalce, pod którą umieściliśmy, w odpowiedni sposób, rzut poziomy, albo też arkusz z rzutem poziomym przymocować na czas operowania perspektografem w odpowiednim położeniu do papieru, na którym mamy otrzymać perspektywę.

punkt A'_1 oddalony był od ramienia a'_1 o długość z'_1 . Na Rys. 7. zaznaczyliśmy to położenie liniami (a'_1) i (a_2) , opuszczając promień n jako zbędny. Ramię (a'_1) będzie styczne do koła, zakreślonego z punktu A'_1 , jako środka, promieniem z'_1 . Oddalenie z_2 punktu A_2 , perspektywy

punktu A'_1 , od krawędzi (a_2) rozwiązuje zadanie. Odcinek z_2 równy jest promieniowi koła, zakreślonego z punktu A_2 , jako środka i stycznego do krawędzi (a_2) perspektywy.

We Lwowie, w styczniu 1931 r.

Dr. Maksymiljan Huber.

W sprawie przejawów plastyczności metali przy próbie rozrywania.

Wiadomo, że jedną z najcenniejszych własności wielu metali jako materiałów technicznych, jest plastyczność, t. j. zdolność do odkształceń trwałych po przekroczeniu granicy sprężystości. Takie metale stanowią grupę materiałów elasto-plastycznych. Praca wyłożona na ich odkształcenie składa się z części odwracalnej zamieniającej się na energję potencjalną odkształcenia sprężystego („energję sprężystą“) i części nieodwracalnej, t. j. pracy odkształcenia plastycznego.

Przy próbie rozrywania przejawia się plastyczność w dwojaki sposób:

1-o przez trwałe zwiększenie długości pomiarowej l na l_1 , określane praktycznie, jak wiadomo liczbą:

$$A = 100 \cdot \frac{l_1 - l}{l}$$

zwaną odsetkowem wydłużeniem przy zerwaniu;

2-o przez trwałe zmniejszenie przekroju w miejscu zerwania z F na F_1 , określane również liczbą odsetkową:

$$\varphi = 100 \cdot \frac{F - F_1}{F}$$

zwaną skurczeniem poprzecznym lub przewężeniem.

Każda z obu powyższych liczb, otrzymanych z próby rozrywania może oczywiście służyć za miarę plastyczności. Jeżeli notuje się obie po próbie zerwania, to głównie dlatego, ponieważ próba ta pozwala mierzyć każdą z nich bez jakichkolwiek badań dodatkowych. Wydłużenie A mierzy się wprawdzie praktycznie łatwiej niż skurczenie poprzeczne φ , zato jest w znacznym stopniu zależne od stosunku długości próbki okrągłej do grubości¹⁾, podczas gdy φ nie ma tej wady.

Z drugiej strony w przypadkach przekrojów nieokrągłych, okazuje się φ bardziej zależne od postaci przekroju, aniżeli A .

Skoro zatem obie liczby charakteryzują w nieco odmienny sposób jedną i tą samą własność materiału, t. j. plastyczność, to zgoła niepodobna upatrywać w jakimkolwiek wyrażeniu arytmetycznym z nich zbudowanym wielkości cechującej tę lub inną jakąś własność materiału. Taką możliwość miano widocznie na myśli w poważnym referacie przygotowanym na IV Zjazd Inż. Mechaników Polskich, ogłoszonym w roku ubiegłym w Nr. 43 i 44 *Przeglądu Technicznego* i dlatego pozwałam sobie zabrać głos w tej sprawie ponownie²⁾ zwracając się do ogółu naszych metalurgów (wraz z szan. autorami referatu) z zapytaniem, na jakich przesłankach można oprzeć wiarę w powyższą możliwość.

Wiadomo mi bowiem o laboratorjach naszych, w których oblicza się skrzętnie stosunek $\varphi : A$, ażeby zebrać

¹⁾ Nader interesującą propozycję ilościowego ujęcia tej zależności zawdzięczamy prof. A. Krupkowskiemu w rozprawie p. t. „Mechaniczne własności miedzi“. (Prace Zakł. Metalurg. Pol. Warsz. Wyd. Akad. Nauk Techn. Warszawa 1930).

²⁾ Por. artykuł autora: „W sprawie oceny materiału na podstawie prób mechanicznych“ *Przegl. Techn.* 1928.

materiał liczbowy. W interesie polskiej nauki zapytuję: W jakim celu?

Zwróciłem się przede wszystkim do metalurgów, gdyż poglądy na tę sprawę naszych „wytrzymałościowców“ są mi przeważnie znane. To jednakże nie przeszkadza, ażeby i ta grupa technicznych badaczy materiałów wypowiedziała się w dyskusji. Będzie to również pożądanym.

Nawet gdyby chodziło o przekonanie się, która z powyższych liczb jest bardziej ozłą miarą plastyczności, to i tak nie miałoby poprawnego fizykalnego znaczenia porównywania wprost wartości A i φ . Albowiem φ powstało z porównywania pól, zaś A z porównywania długości. Należałoby więc przerachować jeden ze stosunków tak, ażeby obadwa odnosiły się do porównania wielkości geometrycznych tego samego wymiaru. Pozostawiwszy n. p. A niezmiennione, winniśmy porównywać je nie z φ , lecz z liczbą:

$$\varphi' = 100 \frac{\sqrt{F} - \sqrt{F_1}}{\sqrt{F}} = 100 \frac{F - F_1}{F + \sqrt{F} \cdot F_1} < \varphi.$$

Wynik da się przewidzieć z góry. Czulszą miarą plastyczności będzie zapewne φ' jako praktycznie prawie niezależne od długości próbki.

Poruszaną tutaj sprawę można oświetlić jeszcze z innej strony. Odkształcenia skrajne cechujące plastyczność metali są, jak łatwo zauważyć, samymi tylko odkształceniami postaciowymi t. zn. zachodzącymi bez zmiany objętości. Odkształcenia bowiem objętościowe są li tylko natury sprężystej. Z tego powodu rozciąganie pręta nie jest najlepszą formą próby plastyczności jego materiału. Mógłby ktoś napozór słusznie żądać, aby plastyczność mierzono raczej zapomocą próby skręcania pręta okrągłego, bo przy skręcaniu mamy do czynienia przede wszystkim z odkształceniem postaciowym. Ale rzecz się ma w ten sposób ściśle tylko w obszarze odkształceń bardzo małych. Przy skręcaniu pręta okrągłego o kąt dość wielki objawiają przekroje krańcowe zupełnie naturalną tendencję do wzajemnego zbliżenia się. Pręt skręcony staje się wskutek tego jak wiadomo krótszym. Połączone z tem trudności praktyczne i potrzeba budowy osobnej maszyny, stanęły zapewne na przeszkodzie wprowadzeniu w życie powyższej myśli. Gdyby ją jednakże zrealizowano, to mielibyśmy bardzo dobrą jedną miarę plastyczności materiału w postaci krańcowego kąta skręcenia (w radjanach) odniesionego do jednostki długości pomiarowej i jednostki promienia przekroju, czyli wielkości $\vartheta \cdot \frac{r}{l}$, jeżeli ϑ jest kątem względnego obrotu przekrojów końcowych, l ich odległością, a r promieniem.

Na zakończenie pragnę zaznaczyć, że artykułem niniejszym zdążam do skierowania dawnej mojej krytyki znaczenia stosunku $\varphi : A$ na tory spokojnej i obiektywnej dyskusji naukowej, z udziałem większego niż dotychczas grona inżynierów-badaczy, albowiem sprawa poruszona grozi wciąż jeszcze zamętem w poglądach młodego pokolenia techników na podstawowe pojęcia wytrzymałościowe.

Sprawozdanie z prac III. Konferencji hydrologicznej państw bałtyckich
(Warszawa, maj 1930 r.).

(Ciąg dalszy).

Wśród referatów na tematy patamologiczne na specjalną uwagę zasługują dwie prace, poświęcone zagadnieniu wpływu zlodzenia na przepływ rzek — temat przez II. Konferencję przekazany następnej jako przedmiot dalszych studjów i obrad.

Pierwsza z nich referat prof. Kolupaiły²¹⁾ (Litwa) jest dalszym etapem badań autora w zakresie metodyki wyznaczenia objętości przepływu rzek w okresie zimowym, wyniki których były przezeń referowane na II. Konferencji hydrologicznej w Tallinnie w r. 1928²²⁾, jak również na dwóch następnych Kongresach z r. 1929 — Międzynarodowym Kongresie Hydrologii kontynentalnej i Oceanografii — w Sewilli i Zjeździe Sekcyjnym Wszechświatowej Konferencji Energetycznej w Barcelonie.

W ostatnie prace autor rozpatruje wypadek szczególny, gdy przepływ zimowy odbywa się w warunkach zmiennego łóżyska rzeki. We wstępie autor nawiązuje do wzoru swego na przepływ w łóżysku stałym, przyczem przytacza analogiczne wzory, ustawione przez hydrologów rosyjskich na podstawie ostatnich badań (Gonczarow'a — opublikowany w czasopiśmie *Więstnik Irygacji* Taszkent 1928, Nr. 1, Ohiewskij'a — podany w *Informacyjnym Biuletynie* Ukraińskiej Meteorologicznej Służby (Ukrmet), 1927 — T. IV—V oraz Bydin'a — w wymienionym wyżej taszkentskim *Więstniku*'ie z r. 1929, Nr. 6).

Przy wyznaczaniu przepływu zimowego w warunkach zmiennego łóżyska autor stosuje metodę, analogiczną do metody Stout'a, a polegającą na redukcji obserwowanych wodostanów do t. zw. średniego dna przy jednoczesnym uwzględnieniu wpływu grubości warstwy lodowej w profilu. Znaczenie wymienionych redukcji ilustruje autor, przytaczając dla serii pomiarów przepływu w danym profilu obliczenie stosunku $k = \frac{Q_z}{Q_L}$ (przepływ zlodzony: przepływ przy tym samym stanie w korycie wolnym od lodu) przy wodostanach odpowiednio zredukowanych.

W pracy drugiego referenta inż. Dębskiego²³⁾ (Polska) zagadnieniu metodyki wyznaczania odpływu rzek w okresie zlodzenia rozpatrywane jest w płaszczyźnie nieco odmiennej, niż czyni to prof. Kolupaiło.

Za wytyczną przy wyznaczaniu objętości przepływu zlodzonego autor przyjmuje nie wartość $k = \frac{Q_z}{Q_L}$, jako obarczoną względnie znacznym błędem, lecz bezpośrednio wartość przeciętnej chyżości w profilu pod lodem. Operując materiałem pomiarowym, zebrany w okresie 7 zim przez organy Państwowej Służby Hydrograficznej w Polsce, autor ustala spójność wymienionej wartości od podstawowych elementów zlodzonego profilu: spadku jednostkowego, średniej głębokości i przeciętnej grubości warstwy lodu w profilu, oraz od spójnika, charakteryzującego specyficznymi właściwościami danej rzeki, względnie jej odcinka, nadając wymienionemu związkowi postać wzoru $V_z = \varphi \cdot 4,48 \cdot i^{0,290} (T_c - e)^{0,492}$. Dla badanych rzek wartość φ przeważnie utrzymuje w granicach 0,7—1,0.

²¹⁾ Prof. S. Kolupaiła: „Über die Bestimmung des Winterabflusses bei veränderlichem Flussbette“. (Wyznaczenie objętości przepływu rzeki w okresie zimowym w warunkach zmiennego łóżyska.

²²⁾ Prof. S. Kolupaiła: „Die Berechnung der Winterabflussmengen“.

²³⁾ Ing. K. Dębski: „Der Wasserabfluss bei Flussvereisung“.

Poza badaniem procesu przepływu na tle hydrodynamicznym, autor dokonywa próby wykorzystania materiału obserwacyjnego z dziedziny hydro-meteorologii, dążąc do ustalenia funkcjonalnego związku pomiędzy grubością warstwy lodu w badanym przekroju a temperaturą powietrza w miarodajnym dla danego procesu okresie; jako taki autor przyjmuje sumę dni t od początku pojawienia się mrozu do dnia pomiaru przepływu.

Przedsięwzięte w tym kierunku badania wstępne wskazują na istnienie związku liniowego między wartością grubości lodu e_0 a sumą temperatur powietrza Θ''_k w okresie t_n dni o postaci:

$$e_0 = 25 + 0,026 \sum_1^{t_n} \Theta''_k.$$

Tym sposobem, o ile wzory tego rodzaju drogą gromadzenia materiału obserwacyjnego byłyby stopniowo udoskonalane, uzyskanoby możliwość retrospektywnego poglądu na jeden z głównych elementów zlodzenia li tylko na podstawie obserwacji temperatury powietrza, co ze swej strony umożliwiłoby wyznaczenie wartości V_z (a stąd i objętości przepływu) dla danego przekroju zlodzonego wyłącznie drogą bezpośredniego obliczenia.

W kwestji t. zw. „formularza“ czyli katastru rzecznoego na Konferencję zgłoszono dwie prace: referat prof. Jacoby i Wegner'a²⁴⁾ (Łotwa) i referat prof. Matakiewicza (Polska)²⁵⁾. Przy opracowaniu pierwszego referatu autorowie mieli na względzie postulaty poprzedniej konferencji, zalecający przedłożenie wzoru takiego rodzaju opisu rzeki, któryby w zwięzłym układzie zawierał całokształt danych, niezbędnych dla oceny jej jako arterji komunikacyjnej, źródła energii i t. d. Referat zawiera dokładny opis rozdziałów księgi katastralnej z wyszczególnieniem graficznych załączników, ich składu, skali i t. p.

Nieco odmiennie temat ten opracowany jest w referacie prof. Matakiewicza. Nawiązując do odnośnych uchwał Międzynarodowych Kongresów Żeglugi, w szczególności VI-go (Haga) i XII-go (Filadelfja), autor nie ogranicza się do zestawienia i ugrupowania cech hydrograficznych danej rzeki, lecz ze wzorów, wiążących poszczególne elementy łóżyska rzecznoego z elementami, charakteryzującymi ruch wody w temże, wyprowadza wartość, cechującą potencjalny stan żeglowności rzeki. Wartość ta t. zw. „hydrologiczna miara“ o postaci nieskomplikowanej, występująca jako funkcja powierzchni zlewni, objętości przepływu i spadku jednostkowego, tworzy racjonalną podstawę dla orientacyjnej oceny naturalnych warunków rzeki z punktu widzenia żeglowności tejże, a zarazem w przybliżeniu cechuje graniczną głębokość nurtu, osiągalną przy regulacji rzeki na małą wodę. Cennym uzupełnieniem tekstu jest tabela zawierająca obliczenie wartości miary żeglowności dla poszczególnych odcinków Wisły (od Przemszy do Nogatu) przy czterech charakterystycznych wodostanach rzeki.

W sprawie ogólnego katastru rzecznoego Konferencja wyraziła życzenie, aby forma tegoż, opracowana przez prof. Jacoby i Wegner'a, została w poszczególnych krajach poddana próbie, celem zbadania zastoso-walności jej w różnorodnych warunkach hydrologicz-

²⁴⁾ Prof. E. Jacoby & Dr. M. Wegner: „Vorschlag für ein Flusskataster“.

²⁵⁾ Prof. Dr. M. Matakiewicz: „Hydrologischer Masstab der Schiffbarkeit“.

nych i aby oba wyniki odnośnych prób zostały zreferowane na najbliższej konferencji.

Konferencja uznała również za pożądane, aby do wymienionego katastru została włączona proponowana przez prof. Matkiewicza hydrologiczna miara żeglowności rzeki, jako jeden z elementów jej charakterystyki.

W grupie referatów, mających za temat badanie jezior, przedłożono dwie prace — dr. F. Lenz'a (Niemcy) i mag. fil. pani L. Radomskiej (Polska).

Pierwsza z nich — p. t. „Hydrographie und Limnologie“ na tle poglądów na cele i metody współczesnej limnologii (cel limnologii, w dawnym pojęciu równoznaczny z badaniem jezior, obecnie rozszerza się na badanie kompleksu wód kontynentalnych — Binnengewässer) kreśli wytyczne ustosunkowania się jej do hydrografii. W osnowie tych poglądów leży teza: „Hydrografia jest częścią limnologii“, teza, co do której autor przyznaje, że „das klingt zunächst etwas merkwürdig für denjenigen Hydrographen, dem die Gedankengänge der Limnologie noch fremd sind“.

Prócz tej formy ustosunkowania się dwóch tych gałęzi hydrologii, autor uznaje jednak możliwość odrębnej koncepcji, nadającej hydrografii stanowisko samodzielne. W ostatecznym wywodzie, autor dochodzi do wniosku, że niezależnie od tej lub innej formy stosunku wzajemnego, zainicjowane przez Biuro Organizacyjne Konferencji nawiązanie kontaktu między badaczami jezior a badaczami innych obiektów wodnych, będące symbolem dążenia do syntezy wiedzy o wodzie, winno być powitane z jaknajwiększym uznaniem.

W drugim referacie grupy limnologicznej p. L. Radomska²⁶⁾ przedstawiła w zwięzłym przekroju obecny stan badań jeziornych w Polsce.

Prace tego rodzaju są najlepszym środkiem dla prostowania niedokładnych informacji o fizjografii naszego kraju (jaskrawym przykładem tychże w zakresie limnologii jest brak w wielkim katalogu jezior świata, opracowanym przez prof. Halbfass'a, największych naszych jezior — Naroczy i Świtezi) i o stanie odnośnych badań. Za punkt wyjścia dla aperçu p. Radomskiej posłużyła praca prof. Lencewicza z r. 1926 p. t. „Badania jeziorne w Polsce“ (vide *Przegląd Geograficzny* Tom V), uzupełniona na podstawie ankiety, w opracowaniu której uczestniczyli kierownicy główniejszych placówek badawczych (Zakładów i Instytutów Geograficznych, stacyj limnologicznych i t. p.) kraju.

Materiał referatu jest ugrupowany według cech regionalnych — jeziora Pomorza, Dobrzyńskie, Suwalskie, Wileńszczyzny, Poznańskie, Kujawskie, Gostyńskie, Poleskie, wreszcie jeziora tatrzańskie. Tekst referatu uzupełnia szczegółowo opracowana bibliografia, licząca 125 pozycji.

W wyniku obrad nad referatami wymienionej grupy Konferencja uznała za pożądane, aby w celu ujednostajnienia hydrograficznych metod badania jezior w krajach bałtyckich i poparcia tychże badań, następnej Konferencji przedłożony został referat generalny, przedstawiający krytyczną ocenę metod, znajdujących zastosowanie przy wymienionych badaniach w poszczególnych krajach. Opracowanie powyższego referatu Konferencja powierzyła dr. Lentz'owi, limnologowi stacji hydrobiologicznej w Plön (Hydrobiologische Anstalt der Kaiser Wilhelm Gesellschaft).

Na wniosek delegata Z. S. R. R. prof. Szokalskij'a Konferencja powzięła uchwałę, w myśl której uznaje się za pożądane, aby dla każdego kraju bałtyckiego zostało opracowane krótkie repertorium jezior, zawierające dane, dotyczące położenia, wymiarów, elementów morfometrycznych jezior i t. p. jak również odnośnych dat bibliograficznych.

²⁶⁾ L. Radomska: „L'état actuel des études limnologiques en Pologne“.

W grupie referatów, dotyczących hydrologii wód w głębszych są do zarejestrowania cztery prace — Dubach'a, Johansson'a, Koehne, inż. Rosłońskiego. Prof. Dubach (Z. S. R. R.) w referacie swym²⁷⁾ nawołuje do wprowadzenia obserwacji stanów wód w głębszych do cyklu studjów hydrologicznych na terenach błotnistych, w związku z projektowaną meljoracją tychże. Obserwacje te, o ile są prowadzone systematycznie, mogą dostarczyć cennych wskazówek dla rozwiązania szeregu zagadnień hydrograficznych, jak n. p.:

1. przy określaniu czy dane torfowisko podlega ciśnieniu wód z pod warstwy piasku, na którym zalega,
2. przy wyznaczaniu kierunku ruchu wód w głębszych i t. p.

Jako najbardziej racjonalny sposób pomiaru stanu wody w głębszej autor proponuje zakładanie otworów wierconych o nader nieznacznej średnicy (ok. 10 cm) bez jakiegokolwiek obsady bądź drewnianej, bądź metalowej. Studnie tego rodzaju są nader ekonomiczne, założenie ich nie wymaga więcej niż godziny czasu i przy badaniach tego rodzaju rolę swą spełniają znakomicie.

Referat Johansson'a²⁸⁾ (Szwecja) zapoznaje nas z pracami Państwowego Instytutu Geologicznego w Sztokholmie, przedmiotem których jest badanie własności kompleksu gleba-woda, w celu ustalenia wzajemnego stosunku elementów tegoż. Spotykamy tu przede wszystkim prace metodyczne, niezbędne dla przeprowadzenia ścisłej klasyfikacji gatunków gleby (prace Ekström'a) jak również dla oznaczenia podstawowych cech tychże, ważnych jako wskaźniki hydrologiczne — wsiąkliwości, włoskowatości (badania Baskow'a) i przepuszczalności w kierunku pionowym i poziomym (Sahlström). Co do tej ostatniej grupy badań należy zaznaczyć, że często prowadzone są one z zachowaniem naturalnego układu badanych warstw. Specjalny dział zajmują studia nad przyczynami tworzenia się parowów (prace Caldenius'a), które przyczyniły się do zmiany poglądu na rolę w tym procesie wód w głębszych. Wreszcie dzięki współpracy Instytutu z Państwowym Instytutem Meteorologiczno-Hydrologicznym został zebrany obfity materiał obserwacyjny i pomiarowy, dający podstawę do wyznaczenia spójności odpływu, rodzaju szaty roślinnej, własności gleby i postaci (topografia) zlewni.

Wyniki badań Instytutu publikowane są w rocznikach p. t. „Svenska Geologiska Undersökningar. Arsbok“.

Referat Prof. Koehne²⁹⁾ (Niemcy) oświetla krytycznie wyniki badań Otockij'a³⁰⁾ i Metzger'a nad ciśnieniem powietrza w warstwach wody w głębszej, z wyników których wymienieni autorowie wyprowadzili wniosek o istnieniu różnicy pomiędzy ciśnieniem zewnętrznym a ciśnieniem powietrza, stykającego się bezpośrednio z wodą w głębszą. Różnica ta ma być spowodowana tem, że powietrze, kontaktujące z wodą w głębszą, oddzielone jest od zewnętrznego wilgotną warstwą. Otockij w swej koncepcji posuwa się nawet tak daleko, że objaśnia wysoki stan wód rzecznych w okresie wiosennym wyporem znacznych mas z warstw głębinowych. Koehne przeciwstawia się poglądom powyższym, nie znajdującym potwierdzenia ani w materiale obserwacyjnym Pruskiego Urzędu Hydrograficznego (Preussische Landesanstalt für Gewässerkunde), ani w wynikach specjalnych pomiarów,

²⁷⁾ Prof. A. D. Dubach: „Exploration du niveau des eaux souterraines des espaces marécageux, sujets à amélioration“. (Badanie stanu wód w głębszych na bagnach, podlegających meljoracji).

²⁸⁾ S. Johansson: „Hydrologische Arbeiten bei der Geologischen Landesanstalt Schwedens“. (Prace hydrologiczne szwedzkiego Państwowego Instytutu Geologicznego).

²⁹⁾ Prof. Dr. W. Koehne: „Zur Frage der Grundluftspannung“. (W sprawie ciśnienia powietrza w warstwach wody w głębszej).

³⁰⁾ O. Otockij: „Režim podzemnich vod“. Praha, 1926. (Wydawništvo C. S. Ustav Hydrologický'ego).

przez tenże Urząd zorganizowanych, w celu zbadania wielkości różnicy ciśnienia obu wymienionych warstw powietrza.

Referat Inż. Dr. Rosłońskiego³¹⁾ (Polska) streszcza wyniki badań hydrologicznych w Polsce, wykazując ważniejsze wodostany wód podziemnych, ich układ geologiczny i topograficzny, charakterystykę odnośnych warstw i poziomów, przepuszczalność, wydajność itd. Jako ważniejsze rejonów występowania wód podziemnych autor wymienia:

1. zonę północną — niż polski, wypełniony utworami triasu, pokrytymi płaszczem osadów moreny dennej;
2. płaskowyż południowy, sięgający górnej Wisły i Dniestru, wypełniony osadami czwartorzędu na pokładzie mezo- częściowo paleozoicznym;
3. zonę podkarpacką, wypełnioną utworami miocenu;
4. Karpaty;
5. Tatry.

Wyżej wymienione referaty z dziedziny hydrologii wód w głębszych naogół nie dały pola do szerszej dyskusji głównie ze względu na to, że autorowie ich (z wyjątkiem inż. Rosłońskiego) nie byli obecni na Konferencji. Konferencja ograniczyła się do uchwalenia wniosku ogólnego, dotyczącego metodyki badań wód w głębszych (vide str. 23, punkt 5), oraz dwóch wniosków dotyczących kwestyj, zresztą dość luźno z tematami przedłożonych referatów, związanych, jak to — ochrony wód podziemnych od zanieczyszczenia, z punktu widzenia technicznego i prawodawczego, oraz prowadzenia badań nad głębokością zamarzania gruntu.

Prace, przedstawione Konferencji poza tematami wyżej wymienionymi, zostały zgodnie z regulaminem zali-

³¹⁾ Ing. Dr. R. Rosłoński: „Über den Stand der Grundwasserforschung in Polen“. (Stan badań wód w głębszych w Polsce).

³²⁾ Wyjątek stanowią komunikaty Prof. Dr. H. Koschmieder'a i Dr. H. Renqvist'a, zreferowane przez autorów na posiedzeniach plenarnych z dn. 16 i 17 maja.

czone do grupy komunikatów i jako takie z reguły nie weszły na porządek dzienny Konferencji³²⁾.

Według tematów z dziedziny hydrologii kontynentalnej prace powyższe mogą być ugrupowane jak następuje:

a) organizacyjno-sprawozdawcze — prof. W. Głuszkow'a i Simonow'a o organizacji służby hydrologicznej w Z. S. R. R.; Prof. Kołupaiły — o działalności litewskiego biura hydrometrycznego;

b) z dziedziny hydrometeorologii — prof. Dr. H. Koschmieder'a (W. M. Gdańsk) — o pomiarze opadów zapomocą deszczomierza (systemu autora) eliminującego zakłócenia pola dynamicznego przyrządu, prof. Dr. R. Meyer'a (Łotwa) o czasie trwania szaty śnieżnej w krajach wschodnio-bałtyckich;

c) z dziedziny hydrodynamiki — prof. Kołupaiły — o rozkładzie chyżości na pionie i prof. dr. Matkiewiczza — o stosunku średniej chyżości w profilu do największej chyżości na powierzchni — w łóżyskach sztucznych;

d) z dziedziny chemizmu wód — J. V. Eriksson'a (Szwecja) — o denudacji chemicznej Szwecji; inż. L. Piekarskiego (Polska) — o wynikach badań chemiczno-bakterjologicznych wód rzecznych w Polsce;

e) z dziedziny régim'u wód kontynentalnych: inż. P. Stakle (Łotwa) — o régim'ie hydrologicznym Dźwiny, inż. E. Tilzen'a (Estonja) — o zatorach lodowych na rz. Narowie; F. Bergsten'a (Szwecja) — o wynikach badania sejsz na jeziorach Szwecji (Vetter i Torne-trösk).

Oddzielne miejsce zajmują: komunikat prof. J. Lundbye (Danja), streszczający normy prawodawstwa duńskiego, w zakresie ochrony wód i terenów wodonośnych i komunikat inż. S. Żbikowskiego (Le problème du remous produit par un pont), omawiający zagadnienie spiętrzenia, nader ważne z punktu widzenia metodyki obliczenia światła mostu. (Dok. n.).

Inż. M. S. Okęcki.

VI. Międzynarodowy Kongres Drogowy w Waszyngtonie.

VI-ty Międzynarodowy Kongres Drogowy odbył się w Waszyngtonie w dniach 6—11 października 1930 r. przy udziale przedstawicieli około siedemdziesięciu krajów i narodów całego świata.

Tematem obrad były zagadnienia z zakresu administracji, techniki i finansów drogowych, opracowane w 89-ciu zgłoszonych na Kongres referatach.

W wyniku obrad Kongres powziął szereg uchwał ogólnych na tematy poruszone w referatach, a nadto wysunął na pierwsze miejsce dwie uchwały specjalne, wywołujące rządy wszystkich państw, reprezentowanych na Kongresie, do zwrócenia szczególnej uwagi na zagadnienia finansowe gospodarki drogowej i do zorganizowania stałej międzynarodowej współpracy technicznej.

Uchwały VI. Międzynarodowego Kongresu Drogowego.

A) Uchwały specjalne.

1. Kongres uchwała, że uwaga władz publicznych powinna być zwrócona na doniosłość obecnego znaczenia problemu drogowego oraz na korzyści, jakie przyniosłoby przeznaczanie na ulepszenie systemu drogowego stopniowo wzrastających sum.

2. Dla uzupełnienia owocnych wyników prac, wykonywanych przez Stałą Międzynarodową Komisję Kongresów Drogowych, VI-ty Międzynarodowy Kongres Drogowy w Waszyngtonie uchwała prosić Rządy, reprezentowane na tym Kongresie i należące do Stałej Międzynarodowej Komisji Kongresów Drogowych w Paryżu, aby każdy z nich

zechciał wyznaczyć komisję narodową, która współpracować będzie ze Stałą Międzynarodową Komisją nad doniosłym zadaniem ulepszenia dróg na całym świecie.

B) Uchwały ogólne.

DZIAŁ PIERWSZY.

Budowa i utrzymanie dróg.

1-e Zagadnienie.

Rezultaty osiągnięte przy budowie i utrzymaniu nawierzchni przez stosowanie: a) cementu, b) klinkieru lub innych sztucznych materiałów brukarskich.

Cement.

1. Cement staje się materiałem ogólnie coraz więcej stosowanym w nawierzchniach drogowych. Posiada wiele zalet jemu tylko właściwych. Cement szybko-wiązący posiada w pewnych warunkach wyjątkowe zalety.

2. Cement stosowany z dobrym wynikiem: do budowy pokładu (podłoża) z betonu cementowego pod inne rodzaje nawierzchni, do budowy całkowitych nawierzchni z betonu cementowego i do budowy makadamów z lepiszczem cementowym.

3. Nawierzchnie z betonu cementowego, zarówno jak pokłady z betonu cementowego z odpowiednią górną warstwą, stanowiącą zużywalną nawierzchnię jezdni, nadają się dla ruchu ciężkiego.

4. Tam, gdzie ruch składa się w znacznej mierze z po-

jazdów na metalowych obręczach, przy zastosowaniu nawierzchni betonowej, należy wykonać ją w dwóch warstwach, zamiast jednowarstwowej, używając do górnej warstwy bardzo twardego kruszywa.

5. Jednowarstwowe nawierzchnie okazały się wytrzymałymi dla najbardziej intensywnego ruchu i przy największych obciążeniach kół, kiedy ruch taki składał się w głównej mierze z pojazdów na obręczach gumowych.

6. Makadam z lepiszczem cementowym dał dobre wyniki na drogach przy ruchu lekkim, nie posiadającym charakteru ruchu szkodliwego dla typu nawierzchni makadamowych. Może być bardzo celowym w tych miejscach, gdzie wskutek czy to trudności odwodnienia, czy usytuowania, zastosowanie zwyczajnego makadamu dałoby ujemne wyniki. Powierzchniowe utrwalenie jest jednak również niezbędne dla makadamu cementowego, jak i dla makadamu zwykłego.

7. Przy projektowaniu i budowie nawierzchni drogowych z betonu cementowego lub na podkładzie betonowym z inną jakąkolwiek górną warstwą, należy przestrzegać zasady, że przy jednakowych warunkach ruchu w obydwu wypadkach, wytrzymałość konstrukcyjna i odporność na obciążenie wykończonej nawierzchni, powinny być jednakowe.

8. Fachowe kierownictwo techniczne przy projektowaniu, budowie i utrzymaniu dróg betonowych jest niezbędnym warunkiem dla uzyskania dobrych wyników.

9. Pożądane jest, żeby podłoże było jednolite i stałe.

10. Płyty betonowe muszą być zaprojektowane w taki sposób, żeby wytrzymałość ich odpowiadała przewidywanym obciążeniom. Pogrubienie płyty z brzegów jest korzystne, gdyż w ten sposób otrzymuje się drogową płytę betonową o konstrukcji ekonomicznej i o równomiernie wytrzymałej.

11. Szwy podłużne i poprzeczne zazwyczaj są stosowane. Urządzenie szwów jest powodowane względami na ruch, podłoże, warunki klimatyczne, oraz kurczenie się materiału; mając jednak na względzie fakt, że w szeregu wypadków osiągnięto dobre wyniki przy budowie dróg betonowych bez szwów, zaleca się przeprowadzenie dalszych badań nad całokształtem zagadnienia o szwach i pęknięciach.

12. Naukowe ustalenie składu betonu oraz dokładne na wagę dozowanie kruszywa i cementu stanowią najnowsze zdobycze techniki drogowej.

13. Do budowy dróg betonowych używa się przeważnie maszyn, osiągając w ten sposób zmniejszenie kosztów i lepsze wykonanie. Dobroć nawierzchni betonowej w znacznej mierze zależy od dobrego wykonania, a szczególnie od równomiernego wymieszania betonu.

14. Wielkie znaczenie ma należyte zabezpieczenie nawierzchni betonowej w okresie wysychania.

15. Utrzymanie nawierzchni betonowych, należyście wykonanych, jest stosunkowo łatwe i tanie. W szczególności do zakresu utrzymania należy natychmiastowe zapełnienie odpowiednim materiałem szwów dylatacyjnych lub jakichkolwiek wypadkowych pęknięć.

Bruki klinkierowe.

Na odpowiednim fundamencie daje klinkier ułożony na kant zadawalną nawierzchnię dla lekkiego, średniego lub ciężkiego ruchu w zależności od kraju, gdzie bruk taki bywa stosowany.

Dla znormalizowania warunków technicznych i sposobów badań klinkierów, należy zagadnienia te opracować i przedstawić na następnym kongresie.

Nawierzchnie gumowe.

Bruki z kostek gumowych miały dotychczas tylko ograniczone zastosowanie. Stanowią w każdym razie, cichą nawierzchnię, nadającą się dla pewnych dzielnic w wielkich miastach.

Należy przeto prowadzić badania w następujących kierunkach:

a) ustalenia najbardziej odpowiedniego gatunku gumy dla nawierzchni gumowych w miastach;

b) ustalenia odpowiedniego kształtu kostek i sposobu ich układania;

c) ustalenia sposobu wyrobu i użycia materiału nadającego się do zapełnienia szwów;

d) obniżenia kosztu tego rodzaju nawierzchni.

2-ie Zagadnienie.

Najnowsze metody stosowane przy używaniu do budowy nawierzchni smoły, bitumu i asfaltu.

1. Smoła, bitum (bitum asfaltowy), oraz asfalt, nadają się do ulepszenia wszelkiego rodzaju dróg; ograniczenie stosowania powyższych materiałów bywa zależne od właściwości, charakteryzujących poszczególne materiały, intensywności ruchu oraz miejscowych i klimatycznych warunków. Należy szczególnie podkreślić szerokie rozpowszechnienie się w ostatnich latach metod powierzchniowego utrwalania, zwłaszcza przy pomocy emulsji.

Ogólne wymagania dadzą się streścić w następujący sposób:

a) Użycie bitumicznego lepiszcza o należytej własności i w odpowiedniej ilości, w zależności od rodzaju roboty i użytego kruszywa.

b) Użycie odpowiedniego agregatu o należytej wielkości ziarn.

c) Zapewnienie szybkiej naprawy. Jeżeli fundament jest dobry, a utrzymanie powłoki nie pociąga nadmiernych kosztów, zaleta tego rodzaju konstrukcji smołowych lub asfaltowych polega na tem, że utrzymania wymaga tylko górna powłoka, bez potrzeby wykonywania pod nią większych robót.

d) Zachowanie dokładnej proporcji części składowych, dobre przemieszanie i gruntowne uszczelnienie (skomprimowanie).

e) Fachowe kierownictwo techniczne przy projektowaniu, budowie i utrzymaniu.

f) Śliskość. Należy zwrócić uwagę na potrzebę zmniejszenia śliskości. W niektórych wypadkach dobre wyniki otrzymano w następujących okolicznościach:

1. przy użyciu największej dopuszczalnej ilości gruboziarnistych agregatów,

2. przez przywałowanie w nową nawierzchnię grysiku kamiennego zwyczajnego lub uprzednio powleczonego bitumem,

3. przez jaknajmniejszy spadek poprzeczny i odpowiednią przechyłkę w łukach,

4. przy zastosowaniu do istniejącej nawierzchni powierzchniowego pokrowca smołowego lub bitumicznego z twardego i grubego grys, odpowiednio zawalowanego.

2. Stwierdza się potrzebę wyczerpujących badań nad zagadnieniami, związanymi ze stosowaniem smoły, bitumów i asfaltów do budowy i utrzymania dróg.

W szczególności Kongres zwraca uwagę swoich członków na następujące potrzeby:

a) Zbadanie składu i specjalnych właściwości materiałów bitumicznych oraz ich mieszanek z innymi materiałami, ze szczególnem uwzględnieniem stosowania ich do dróg ziemnych.

b) Ulepszenie wyposażenia mechanicznego do lepiszczy bitumicznych i ich mieszanek z kruszywem mineralnem.

c) Zbadanie czynników oddziałujących na trwałość i wytrzymałość dróg, n. p. klimatu, podłoża, gęstości ruchu i samego typu konstrukcji.

d) Czynniki ekonomiczne, między innymi:

1. Koszty przewozu po różnych nawierzchniach drogowych, włączając koszty eksploatacji pojazdu i koszty drogowe, w szczególności dla dróg gruntowych;

2. stosunek między kosztami utrzymania i intensywnością ruchu dla różnych typów nawierzchni;

3. ujednostajnienie międzynarodowej terminologii odno-

szącej się do materiałów, ich mieszanek, metod budowy i typów dróg jest, zdaniem Kongresu, niezbędne tak dla ustalenia związku między określeniami handlowymi i naukowymi, jak i dla ułatwienia wzajemnego zrozumienia się i wzajemnej pożytecznej współpracy.

3ie Zagadnienie.

Budowa dróg w krajach młodych pod względem rozwoju gospodarczego (okolice nadające się do kolonizacji lub dzielnice mało dotychczas rozwinięte).

1. Przedewszystkiem jest pożądanym utworzenie centralnego organu, wyposażonego w uprawnienia ustawodawcze w zakresie uzgadniania projektów lokalnych rozbudów sieci drogowej, nadzoru i pomocy przy wykonaniu generalnego programu rozbudowy sieci drogowej w całym kraju oraz uprawnionego do nabywania lub rezerwowania terenów potrzebnych dla powyższego celu.

2. Udoskonalenie konstrukcji pojazdów mechanicznych sprawiło, że drogi kołowe często oddają takie usługi przy udostępnianiu i eksploatacji nowych terenów, jakie przedtem mogły być osiągnięte tylko przy pomocy kolei żelaznych.

3. Drogi kołowe mają nad kolejami tę przewagę, że wydatki na ich budowę i utrzymanie mogą być robione proporcjonalnie do ważności ruchu, jaki się ma na nich odbywać. Ponieważ nowoczesny samochód jest w stanie pracować na bardzo nawet ciężkich drogach, przeto w początkowym okresie rozwoju ruchu wystarcza wytknięcie kierunku szlaku i wykonanie prymitywnych robót dla wyrównania terenu; jedyne obiekty drogowe są w takich wypadkach urządzenia dla przebycia przez stałe potoki wód, których nie można przebyć w bród. W miarę tego, jak rozwój ruchu dostarczy dostatecznych środków finansowych dla ulepszenia wytkniętego szlaku — następne ulepszenia polegać będą na wykonaniu jezdni i budowie mostów przez rzeki i jary.

4. Należy zawczasu pomyśleć o nabyciu terenów, niezbędnych dla rozbudowy dróg w związku z największym przewidywanym rozwojem ruchu.

5. Przed rozpoczęciem budowy jakiejkolwiek arterji drogowej, powinien być opracowany plan generalny całej sieci drogowej, w należytej mierze uwzględniający całość kształt dalszych potrzeb drogowych danego kraju.

6 W krajach o małej gęstości zaludnienia, gdzie budowa rozległej sieci drogowej nawet dla lekkiego ruchu jest ograniczona brakiem potrzebnych środków, zaleca się stopniowe wykonanie rozbudowy. Należy jednak dołożyć wszelkich starań, żeby wykonywane roboty były pod względem kierunku i szerokości trasy odrazu dostosowane do przyszłej rozbudowy i stanowiły jej pierwszy etap.

7. Jakkolwiek drogi takie powinny być budowane z największą oszczędnością, jednak muszą nadawać się dla ruchu mechanicznego.

8. Należy unikać wykopów, o ile one mogą nastęcać trudności z odwodnieniem; lepiej jest prowadzić trasę w niskich nasypach.

9. Dla ruchu lekkiego pod względem ilości i wagi pojazdów, zwyczajne drogi gruntowe okazały się ekonomicznymi i wystarczającymi. Dla utrzymania jednak takich nawierzchni do chwili przebudowy należy obciążenie kół i szybkość pojazdów odpowiednio ograniczyć, by uniknąć nadmiernego niszczenia drogi.

10. Dla ustalenia szerokości jezdni należy wychodzić z założenia, że każdy pas dla ruchu jednotorowego powinien posiadać 3 m szerokości. Ta szerokość pasa powinna być również zachowana na mostach, a czasem nawet wielokrotna tej normalnej szerokości ze względu na przyszłe potrzeby ruchu.

Zaleca się przy budowie nowych większych obiektów drogowych od początku wykonywać je jako dwutorowe, a przynajmniej fundamenty obiektów powinny być w odpowiedni sposób zakładane.

11. Należy dążyć do utrzymania jednolitego charakteru trasy, a więc należy unikać dużego spadku lub ostrego skrętu na takich odcinkach, gdzie ich ogólnie nie spotyka się.

12. W okolicach bezludnych próbowano w różnych wypadkach zastosowanie urządzeń maszynowych do budowy plantu drogi, próby takie należy kontynuować.

13. Pożądanym jest również podjęcie systematycznych badań nad określeniem fizycznych własności mieszanek glin i piasków, stanowiących składniki gruntów naturalnych, włączając grunty zawierające sole higroskopowe, a to w celu zebrania pożytecznych danych dla budowy jezdni dróg gruntowych, nadających się do ekonomicznej pracy w okolicach słabo rozwiniętych, przy ograniczonych środkach finansowych. (Dok nast.)

Inż. Dr. Alfons Chmielowiec.

Mechanika cięgien rozpiętych i jej zastosowanie w elektrotechnice i miernictwie.

(Ciąg dalszy).

B. Podpory nierówne.

Tu rozpatrzmy dwa zagadnienia praktyczne. W obu dany jest ciężar jednostkowy cięgna c , dane są podpory, t. zn. odległość podpar w rzucie poziomym czyli rozpiętość l i różnica ich poziomów h . W jednym z nich dana jest ponadto długość s , a szukamy napięcia. To zagadnienie nazwiemy sprawdzeniem napięć. W drugim zaś przyjmujemy napięcie na podporze wyższej jako dane, a szukać będziemy długości s . To zagadnienie nazwiemy projektowaniem, gdyż przy projektowaniu będziemy się starać, aby napięcie największe było równe dopuszczalnemu (warunek ekonomji). W obu zagadnieniach będziemy pytać także o strzałkę f . W związku z projektowaniem omówimy warunek, aby napięcie na podporze wyższej było możliwie jak najmniejsze.

1. Sprawdzenie napięć.

Stosownie do rys. 2 mamy:

$$\left. \begin{array}{l} x_2 - x_1 = l \quad a) \\ y_2 - y_1 = h \quad b) \\ s_2 - s_1 = s \quad c) \end{array} \right\} \dots \dots \dots (32)$$

$$\text{Nazwijmy} \quad \frac{x_2}{a} = u \quad \frac{x_1}{a} = v \quad \dots \dots \dots (33)$$

to dzieląc (32) przez a otrzymamy z uwagi na (14) i (17):

$$u - v = \frac{l}{a} \quad \dots \dots \dots (34)$$

$$\text{Cos } u - \text{Cos } v = \frac{h}{a} \quad \dots \dots \dots (35)$$

$$\text{Sin } u - \text{Sin } v = \frac{s}{a} \quad \dots \dots \dots (36)$$

$$\text{Nazwijmy} \quad 2\alpha = u - v = \frac{l}{a}, \quad 2\beta = u + v, \quad \dots \dots (a)$$

to wg. (6), (35) i (36):

$$h : a = 2 \text{ Sin } \beta \text{ Sin } \alpha \quad \dots \dots \dots (b)$$

$$s : a = 2 \text{ Cos } \beta \text{ Sin } \alpha \quad \dots \dots \dots (c)$$

Dzieląc (b) przez (c) otrzymamy:

$$\text{Tg } \beta = h : s \quad \dots \dots \dots (d)$$

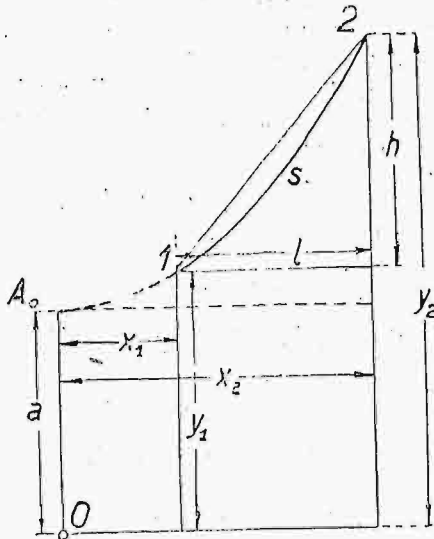
Odejmując kwadraty równań (c) i (b) otrzymamy z uwagi na (5):

$$\frac{s^2 - h^2}{a^2} = 4 \sin^2 \alpha,$$

albo: $k_4 = \frac{\sqrt{s^2 - h^2}}{l} = \frac{\sin \alpha}{a}$ (e)

Stąd znajdziemy α jak u z równ. (27). Z równ. (d) znajdziemy β przy pomocy tablicy tangensów hiperbolicznych lub przy pomocy rozwinięcia (9).

Wg. (a) $\left. \begin{matrix} u = \beta + \alpha \\ v = \beta - \alpha \end{matrix} \right\}$ (f)



Rys. 2.

Nachylenie cięciwy jest:

$$\operatorname{tg} \gamma = h : l = k$$
 (37)

Strzałką f będziemy nazywać największą odległość pionową cięgna od cięciwy. Wystąpi ona dla odciętej:

$$x_3 = aw$$
 (g)

przyczem: $\operatorname{tg} \vartheta_3 = \sin w = k$ (38)

Jeżeli: $f_3 = a(\cos w - 1)$ (39)

to: $f = f_1 - f_3 + (x_3 - x_1)k$ (40)

Przykład 7.

$$l = 40, s = 42 \text{ m}, h = 4 \text{ m}, c = 0.5 \text{ kg/m.}$$

Wg. (d) $\operatorname{Tg} \beta = 4 : 42 = 0.09524$.

Z tablicy tangensów hiperbolicznych:

$$\beta = 0.0954.$$

Wg. (e) $k_4 = \sqrt{42^2 - 4^2} : 40 = 1.04525 = (\sin \alpha) : a$,

stad: $\alpha = 0.5171$ (por. przykład 1).

Wg. (f) $u = 0.0954 + 0.5171 = 0.6125$,

$$v = 0.0954 - 0.5171 = -0.4216.$$

Wg. (a) $a = 40 : (2 \cdot 0.5171) = 38.677 \text{ m}$.

Wg. (37) $k = 4 : 40 = 0.1$.

Wg. (38) $w = 0.1002$, wg. (g) $x_3 = 0.1002 \cdot 38.677 = 3.869 \text{ m}$.

Wg. (33) $x_1 = -0.4216 \cdot 38.677 = -16.307 \text{ m}$, $x_3 - x_1 = 20.18 \text{ m}$.

$\cos u = 1.1932$, $y_2 = 1.1932 \cdot 38.677 = 46.165 \text{ m}$ (wg. 14).

$$N_2 = 0.5 \cdot 46.165 = 23.0825 \text{ kg}$$
 (wg. 20).

$$\cos w = 1.0050, f_3 = 0.0050 \cdot a = 0.193 \text{ m}$$
.

Wg. (21) $f_2 = 46.165 - 38.677 = 7.488 \text{ m}$.

$$f_1 = f_2 - h = 7.488 - 4.000 = 3.488 \text{ m}$$
.

Wg. (40) $f = 3.488 - 0.193 + 0.1 \cdot 20.18 = 5.313 \text{ m}$.

2. Projektowanie.

Dane: c, l, h i napięcie N cięgna na wyższej podporze; szukamy s i f . Jeżeli x, y są to współrzędne podpory wyższej, to dla podpory niższej jest wg. (32):

$$x_1 = x - l; y_1 = y - h$$
 (a)

Wg. (20): $y = N : c$.

Wg. (13), (14) i (a) mamy dwa równania o niewiadomych x i a :

$$F_1 = a \cos \frac{x}{a} - y = 0$$
 (b)

$$F_2 = a \cos \frac{x-l}{a} - (y-h) = 0$$
 (c)

Jeżeli znamy wartości przybliżone x_0 i a_0 , to poprawki dx i da otrzymać można z równań:

$$\left. \begin{matrix} dF_1 = \frac{\partial F_1}{\partial x} dx + \frac{\partial F_1}{\partial a} da \\ dF_2 = \frac{\partial F_2}{\partial x} dx + \frac{\partial F_2}{\partial a} da \end{matrix} \right\}$$
 (41)

przyczem:

$$dF_1 = F_1(x, a) - F_1(x_0, a_0) = -F_1(x_0, a_0) = -F_1^0$$
 (42)

podobnie: $dF_2 = -F_2^0$.

Z powodu (b), (c) i (33):

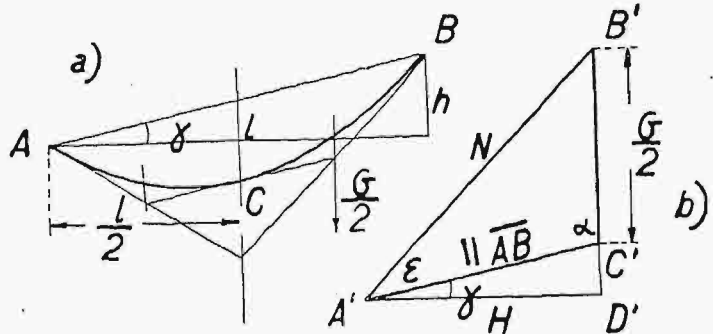
$$\left. \begin{matrix} \frac{\partial F_1}{\partial x} = \sin u, \quad \frac{\partial F_2}{\partial x} = \sin v \\ \frac{\partial F_1}{\partial a} = \cos u - u \sin u, \quad \frac{\partial F_2}{\partial a} = \cos v - v \sin v \end{matrix} \right\}$$
 (d)

Zamiast u i v wstawimy w (d):

$$u_0 = x_0 : a_0, \quad v_0 = (x_0 - l) : a_0$$

Wartości poprawione są:

$$x = x_0 + dx, \quad a = a_0 + da$$



Rys. 3.

Celem znalezienia x_0 i a_0 przyjmijmy w przybliżeniu por. (5*) parabolę zamiast łańcuskowej (rys. 3). Ciężar cięgna ACB (rys. a) jest w przybliżeniu:

$$G = c \cdot \overline{AB} = c \sqrt{l^2 + h^2}$$
 (e)

W punkcie C styczna jest równoległa do cięciwy, zaś ciężar łuku $CB = G : 2$; $A'B'C'$ (rys. b) jest trójkątem sił działających na część CB . Z rysunku czytamy:

$$\sin \epsilon = \frac{1}{2} G \frac{\sin \alpha}{N} = \frac{1}{2} \frac{G}{N} \frac{l}{AB}$$
 (f)

$$\operatorname{tg} \gamma = h : l$$

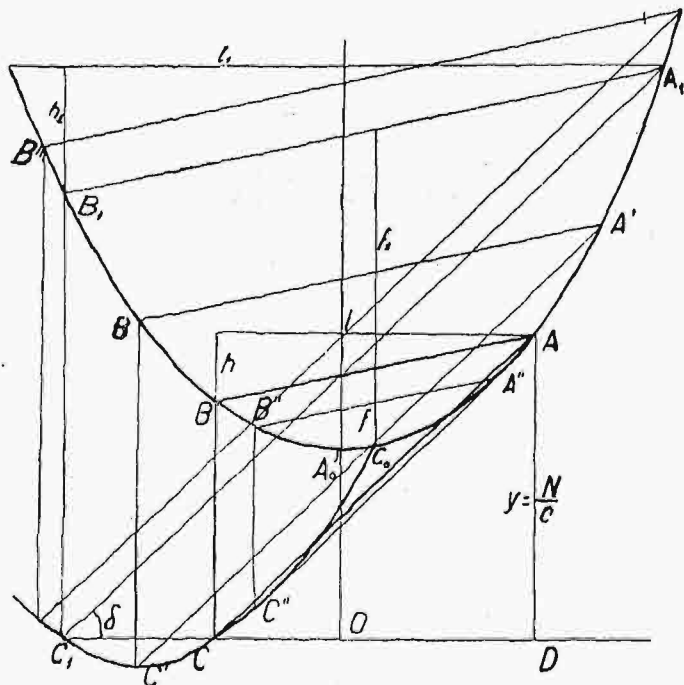
$$H = N \cos(\gamma + \epsilon)$$
 (g)

Znając $a_0 = H : c$ możemy wyszukać x_0 z równ. (b), tak, iż $F_1(x_0, a_0) = 0$.

Jeżeli poprawki dx i da z (41) wypadną za wielkie, to można rachunek powtórzyć, uważając poprawione wartości x i a za przybliżone.

Wartości a_0 i x_0 można także znaleźć wykreślnie na zasadzie podobieństwa łańcuskowych. Wykreślmy dowolną łańcuskową (rys. 4). Jeżeli B i A są podporami naszego cięgna, to znamy nachylenie $h : l = \operatorname{tg} \gamma = k$ (wg. 37) cięciwy BA i nachylenie $y : l = N : (cl) = \operatorname{tg} \delta$ prostej AC , przyczem C jest to punkt na osi odciętych, a zarazem na rzędnej punktu B . Z pośród wielu trójkątów podobnych $A'B'C'$, $A''B''C''$... miarodajnym jest dla nas ten, którego wierzchołek C leży na osi odciętych: jeżeli C' jest poniżej zaś C'' powyżej osi, to podpora A znajduje się pomiędzy punktem A' i A'' . Jeżeli AD jest jej rzędną, to $CD : OA_0 = l : a$, $OD : OA_0 = x : a = u$. Na figurze jest $CD : OA_0 = 1.76$, $OD : OA_0 = 1.07 = u_0$. Jeżeli $l = 200 \text{ m}$ (por.

przykład 8), to $a_0 = 200 : 1.76 = 114.8 \text{ m}$, $x_0 = 1.07 \cdot 114.8 = 121.6 \text{ m}$. Na rys. 4 także punkt C_1 odpowiadający cięciwie $A_1 B_1$ leży na osi odciętych. Jeżeli C_0 jest punktem łańcuszkowej, w którym styczna jest równoległa do cięciwy AB (więc posiada nachylenie $k = h:l$), to z punktu tego wychodzi krzywa, która jest miejscem geometrycznym punktów C . Zależnie od wartości δ krzywa ta przecina oś odciętych w dwu punktach, albo jest do niej styczna albo nie dotyka jej wcale. W pierwszym przypadku mamy dwa rozwiązania naszego zagadnienia, w ostatnim zaś zagadnienie jest nierozwiązalne. Przypadek średni, graniczny daje taki stosunek $f:l$, dla którego $N = \min$. Na rys. 4 zachodzi przypadek I. Zmniejszając kąt δ , podnosimy wierzchołek krzywej C , a więc zbliżamy się do minimum.



Rys. 4.

Jeżeli A' połączymy z punktem przecięcia się rzędnej $B'C'$ z osią odciętych, to otrzymamy nachylenie δ' bardziej zbliżone do przypadku granicznego. W ten sposób dla danego k możemy przez próby, wykreślnie, znaleźć odpowiednie δ , a temsamem odpowiedni stosunek $f:l$, dla którego $N = \min$, wzgl. $l = \max$. (por. zagadnienie 3, 4 i 5 podpór równych) (por. 8* str. 120).

Dla $k=0$ t. zn. dla podpór równych punkt C_0 wpada w wierzchołek A_0 (por. rys. 1); krzywa punktów C , jeżeli ją poprowadzimy w prawo (gdź tu punkty A i B można zamienić) musi oczywiście w p. R być styczna do OR . Możemy to udowodnić: dowolna pozioma przecina styczne podpór w P i S . Poprowadźmy $PQ \parallel BR$ i $SQ \parallel A_0 O$ to punkt Q leży na osi odciętych. Skoro się to odnosi do dowolnej prostej poziomej, to odnosi się to również do prostej poziomej nieskończenie bliskiej cięciwy BA , dla której punkt Q jest punktem krzywej C , zatem RO jest styczną do krzywej C .

Przykład 8.

$l = 200$, $h = 40 \text{ m}$, $c = 0.8089 \text{ kg/m}$, $N = 150 \text{ kg}$;

$y = 150 : 0.8089 = 185.2$ (wg. 20), $AB = \sqrt{200^2 + 40^2} = 204 \text{ m}$.

Wg. (e) $G = 0.8089 \cdot 204 = 165 \text{ kg}$.

Wg. (f) $\sin \varepsilon = \frac{165}{204} = 0.8089$, $\varepsilon = 32^\circ 40'$.

Wg. (37) $\tan \gamma = 40 : 200 = 0.2$, $\gamma = 11^\circ 19'$,

$\gamma + \varepsilon = 43^\circ 59'$, $\cos(\gamma + \varepsilon) = 0.720$.

Wg. (g) $H = 150 \cdot 0.72 = 108 \text{ kg}$.

Wg. (12) $a_0 = 108 : 0.8089 = 133.5 \text{ m}$.

$\cos u_0 = y : a_0 = 185.2 : 133.5 = 1.3873$,

$u_0 = 0.8539$, $x_0 = a_0 \cdot u_0 = 113.996$,

$x_1 = 113.996 - 200 = -86 \text{ m}$, $-v_0 = 86 : 113.5 = 0.6442$,

$\cos v_0 = 1.2148$. Wg. (c) $F_2 = 133.5 \cdot 1.2148 - (185.2 - 40) = 16.975 \text{ m}$, $F_1 = 0$.

$\sin u_0 = 0.9615$, $\cos u_0 = 1.3875$, $\sin v_0 = -0.6897$,

$\cos v_0 = 1.2148$, $u_0 \sin u_0 = 0.8210$, $v_0 \sin v_0 = 0.4446$.

Wg. (d) $\frac{\partial F_1}{\partial x} = 0.9615$, $\frac{\partial F_2}{\partial x} = -0.6897$,

$\frac{\partial F_1}{\partial a} = 1.3875 - 0.8210 = 0.5665$, $\frac{\partial F_2}{\partial a} = 1.2148 - 0.4446 = 0.7702$.

Wg. (41) i (42) $0.9615 dx + 0.5665 da = 0$.

$-0.6897 dx + 0.7702 da = -16.975 \text{ m}$.

Stąd $da = -14.40 \text{ m}$, $dx = 8.15 \text{ m}$.

Widzimy zatem, że przyjęcie paraboli zamiast łańcuszkowej daje błędy znaczne, które należy wyrugować. Drugie wartości przybliżone będą:

$x'' = 114 + 8.15 = 122.15$,

$a'' = 133.5 - 14.4 = 119.1 \text{ m}$, $x'' - l = -77.85 \text{ m}$,

$u'' = 122.15 : 119.1 = 1.0256$,

$v'' = 77.85 : 119.1 = -0.6536$.

$\cos u'' = 1.5737$, $\cos v'' = 1.2213$,

$\sin u'' = 1.2151 = \frac{\partial F_1}{\partial x}$, $\sin v'' = -0.7041 = \frac{\partial F_2}{\partial x}$

$F_1 = 119.1 \cdot 1.5737 - 185.2 = 2.21 \text{ m}$,

$F_2 = 119.1 \cdot 1.2213 - (185.2 - 40) = 0.25 \text{ m}$.

$\frac{\partial F_1}{\partial a} = 1.5737 - 1.0256 \cdot 1.2151 = 0.3237$,

$\frac{\partial F_2}{\partial a} = 1.2213 - 0.6536 \cdot 0.7011 = 0.7630$.

Z równań $1.215 dx + 0.3237 da = -2.21 \text{ m}$

$-0.701 dx + 0.763 da = -0.25 \text{ m}$,

otrzymamy: $dx = -1.39 \text{ m}$, $da = -1.605 \text{ m}$.

$a = 119.1 - 1.6 = 117.5 \text{ m}$, $x = 122.15 - 1.39 = 120.76 \text{ m}$,

$x_1 = x - l = 120.76 - 200 = -79.24 \text{ m}$.

Sprawdzenie: $u''' = 120.76 : 117.5 = 1.0287$,

$v''' = -79.24 : 117.5 = -0.675$, $\cos u''' = 1.5774$,

$\sin u''' = 1.2200$, $\cos v''' = 1.2366$, $\sin v''' = -0.7274$,

$a \cos u''' = 117.5 \cdot 1.5774 = 185.31 \text{ m}$,

$a \cos v''' = 117.5 \cdot 1.2366 = 145.29$,

$F_1 = 185.31 - 185.2 = 0.11 \text{ m}$, $F_2 = 145.29 - 145.2 = 0.09 \text{ m}$.

Błędy te są tak małe, że możemy uważać a i x za znalezione.

Wg. (36) $s = 117.5 (1.2200 + 0.7274) = 117.5 \cdot 1.9474 = 228.81 \text{ m}$,

$f_1 = 185.2 - 117.5 - 40 = 27.7 \text{ m}$.

$\sin w = 0.2$, $w = 0.1987$, $x_3 = a w = 117.5 \cdot 0.1987 = 23.35 \text{ m}$.

$\cos w = 1.0198$.

Wg. (39) $f_3 = 117.5 \cdot 0.0198 = 2.32 \text{ m}$.

Wg. (40) $f = 27.7 - 2.32 + (23.35 + 79.24) \cdot 0.2 = 45.90 \text{ m}$,

$l : f = 200 : 45.9 = 4.35$.

Drugim rozwiązaniem tego samego zadania są wartości w przybliżeniu: $u = 1.77$, $a = 60 \text{ m}$, $l : f = 2$.

II. Uwzględnienie sprężystości i rozszerzalności.

1. Wydłużenie sprężyste.

A. Podpory równe.

Jeżeli $\sigma_0 =$ naprężenie we wierzchołku, zaś $\sigma =$ naprężenie w elemencie cięgna, w którym styczna tworzy z poziomem kąt ϑ , to podzieliwszy (18a) przez przekrój cięgna A otrzymamy:

$$\sigma = \sigma_0 \sec \vartheta. \quad (a)$$

Element długości łańcuszkowej jest:

$$ds = dx \sec \vartheta. \quad (b)$$

Jeżeli $E =$ moduł sprężystości (dla miedzi $E = 13 \cdot 10^3 \text{ kg/mm}^2$), to wydłużenie sprężyste elementu ds jest:

$$\Delta ds = \frac{\sigma}{E} ds.$$

Podstawmy w to (a) i (b) to:

$$\Delta ds = \frac{\sigma_0}{E} dx \sec^2 \vartheta. \quad (43)$$

Wydłużenie sprężyste części cięgna pomiędzy wierzchołkiem A_0 a punktem dowolnym A o odciętej x z uwagi na (43), (16) i (13) wynosi:

$$\Delta s = \int_0^x \Delta ds = \frac{\sigma_0}{E} \int_0^x dx \sec^2 \vartheta = \frac{\sigma_0}{E} a \int_0^u \cos u \, du.$$

Nazwijmy: $n = \sin u \cos u \quad (43a)$

to przez różniczkowanie otrzymamy:

$$\frac{dn}{du} = \cos^2 u + \sin^2 u.$$

Dodajmy to do (5) to po scałkowaniu otrzymamy:

$$2 \int_0^u \cos^2 u \, du = n + u.$$

Jeżeli więc nazwiemy:

$$s_0 = x + an, \quad (43b)$$

to:

$$2 \Delta s = \frac{\sigma_0}{E} s_0 \quad (44)$$

Jeżeli kąt podporowy wynosi ϑ_1 i jeżeli:

$$s_1 = s_0 \cos \vartheta_1 = s_0 : \cos u \quad (c)$$

to:

$$2 \Delta s = \frac{\sigma_1 s_1}{E} \quad (f)$$

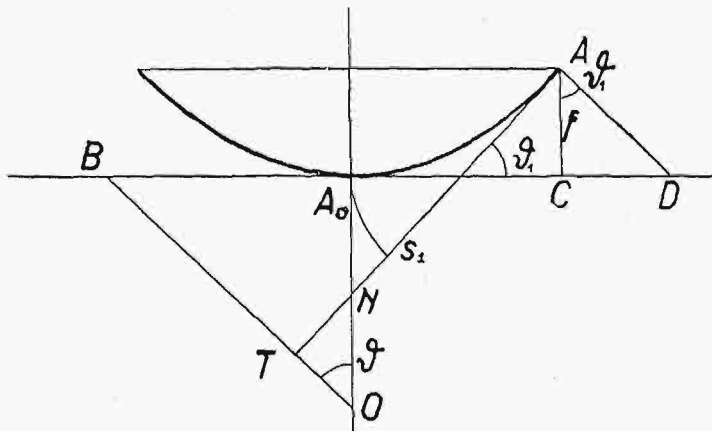
Przykład 9.

$x = 100 \text{ m}, \sigma_1 = 15 \text{ kg/mm}^2,$
 $E = 13 \cdot 10^8 \text{ kg/mm}^2, a = 153 \text{ m}, u = 0.6545.$
 $\sin u = 0.7023, \cos u = 1.2219, \text{ (por. przykład 3).}$
 Wg. (43a) $n = 0.7023 \cdot 1.2219 = 0.86,$
 $an = 153 \cdot 0.86 = 131.2 \text{ m.}$
 Wg. (43b) $s_0 = 100 + 131.2 = 231.2 \text{ m.}$
 Wg. (c) $s_1 = 231.2 : 1.2219 = 189 \text{ m.}$
 Wg. (f) $2 \Delta s = 15 \cdot 189 : (13 \cdot 10^8) = 0.218 \text{ m,}$

Długości s_0 i s_1 dadzą się łatwo wyznaczyć wykreślnie na obrazie łańcuszkowej. Z uwagi na (43a), (14), (17), (21) i (15) jest:

$$an = \frac{ys}{a} = \left(1 + \frac{f}{a}\right) s = s + f \operatorname{tg} \vartheta,$$

zaś wg. (43b): $s_0 = x + s + f \operatorname{tg} \vartheta. \quad (45)$



Rys. 5.

Poprowadźmy (rys. 5) styczną AT w punkcie zawieszenia liny A (styczna podporowa) i styczną poziomą A_0B we wierzchołku. Prostopadła z początku układu O do stycznej podporowej, czyli prosta $OB \perp AT$ odcina na poziomej przez wierzchołek długość:

$$A_0B = OA_0 \operatorname{tg} \vartheta_1 = a \operatorname{tg} \vartheta_1 = s \quad (\text{por. 13}^*).$$

Rzut normalnej podporowej:

$$AD \perp AT$$

na poziomą, przechodzącą przez wierzchołek, wynosi:

$$CD = f \operatorname{tg} \vartheta_1$$

Odcinek: $A_0C = x$

zatem: $BD = BA_0 + A_0C + CD = s + x + f \operatorname{tg} \vartheta_1 = s_0.$

Zaś $AT = s_0 \cos \vartheta_1 = s_1.$

Czyli prostopadła do stycznej podporowej z początku układu odcina na niej długość $s_1.$

Jeżeli strzałka f i napężenie podporowe mają pozostać niezmienione, należy długość liny $2s$ zmniejszyć o $2\Delta s.$ Inaczej wzrośnie strzałka f o pewną wartość $df.$

B. Podpory nierówne.

Wydłużenie sprężyste od wierzchołka do podpory 2 wg. (44) jest:

$$\Delta s_2 = \frac{1}{2} \frac{\sigma_0}{E} s_{02},$$

zaś od wierzchołka do podpory (1):

$$\Delta s_1 = \frac{1}{2} \frac{\sigma_0}{E} s_{01}.$$

Zatem wydłużenie cięgna całego 1-2 (por. rys. 2):

$$\Delta s = \frac{1}{2} \frac{\sigma_0}{E} (s_{02} - s_{01}).$$

Wg. (45), (32) i (15):

$$\Delta s = \frac{1}{2} \frac{\sigma_0}{E} (s + l + f_2 \sin u - f_1 \sin v). \quad (46)$$

Przykład 10.

Dane jak w przykładzie 8:

$\sigma = 15 \text{ kg/mm}^2, E = 13000 \text{ kg/mm}^2,$
 $f_1 = 27.7, f_2 = f_1 + h = 27.7 + 40 = 67.7 \text{ m.} \sin u = 1.2200.$
 $\sin v = -0.7274,$
 $f_2 \sin u = 67.7 \cdot 1.22 = 82.5 \text{ m}$
 $-f_1 \sin v = 27.7 \cdot 0.7274 = 20.2 \text{ "}$
 $s = 228.81 \text{ "}$
 $l = 200.00 \text{ "}$
 531.51 m

$\cos u = 1.5774 = 1 : \cos \vartheta_1,$

Wg. (a) $\sigma_0 = 15 : 1.5774 = 9.525 \text{ kg/mm}^2,$

Wg. (46) $\Delta s = \frac{1}{2} \frac{9.525}{13000} 531.51 = 0.194 \text{ m.}$

2. Wpływ przyrostu ds na strzałkę i napięcie.

A. Podpory równe.

Różniczkując (14) i (17) ze względu na $a,$ otrzymamy:

$$\frac{dy}{da} = \cos u - u \sin u \quad (47)$$

$$\frac{ds}{da} = \sin u - u \cos u \quad (48)$$

Z r. (21)

$$f = y - a$$

wynika:

$$\frac{df}{ds} = \frac{dy}{ds} - \frac{da}{ds}.$$

Dzieląc (47) przez (48) otrzymamy: $\frac{dy}{ds},$ zaś $\frac{da}{ds}$ jest odwrotnością (48) więc:

$$\frac{df}{ds} = \frac{\cos u - u \sin u - 1}{\sin u - u \cos u}.$$

Mnożąc licznik i mianownik przez $-a$ otrzymamy z uwagi na (21), (13), (15), (16) i (17):

$$\frac{df}{ds} = \frac{x \operatorname{tg} \vartheta - f}{x \sec \vartheta - s} = \frac{c}{d}. \quad (49)$$

Jeżeli z punktu A poprowadzona styczna (rys. 5) przetnie oś rzędnych (symetrii) w punkcie N to $A_0N = c.$ Jeżeli odwinie my wzgl. naniesiemy długość łuku $A_0A = -A_0B = s = AS_1$ na styczną AN to odcinek:

$$NS_1 = d.$$

Odetnijmy na prostej $NA^1)$ $\overline{NE}=ds$ = przyrost przypadający na długość A_0A i poprowadźmy $EF \parallel S_1A_0$ aż do przecięcia się z osią OA_0 , to $NF=df$.

Dzielać (47) przez (48) otrzymamy:

$$\frac{dy}{ds} = -\beta_1, \quad (a)$$

jeżeli
$$\beta_1 = \frac{\cos u - u \sin u}{u \cos u - \sin u} = \frac{1 - u \operatorname{Tg} u}{u - \operatorname{Tg} u}$$

Z uwagi na (20):

$$-\frac{dN}{ds} = c\beta_1 = \frac{N\beta}{s}, \quad (b)$$

jeżeli
$$\beta = \frac{s}{y} \beta_1 = \operatorname{Tg} u \frac{1 - u \operatorname{Tg} u}{u - \operatorname{Tg} u} \quad (50)$$

A że
$$N = \frac{\sigma}{A}, \quad dN = \frac{d\sigma}{A},$$

więc wg. (b):
$$\frac{dN}{N} = \frac{d\sigma}{\sigma} = -\frac{ds}{s} \beta. \quad (51)$$

Gdy
$$u \operatorname{Tg} u = 1,$$

to:
$$\frac{dN}{ds} = 0, \text{ czyli } N = \min.$$

zgodnie z zagadnieniem 4, równ. (31).

Zatem, gdy $f:l=1:2.961$ albo $\vartheta_1=56^\circ 28'$ to mały przyrost długości nie ma wpływu na napięcie. Przyrost długości wywołuje zwiększenie, względnie zmniejszenie napięcia, jeżeli $f:l > 1:2.961$ wzgl. $f:l < 1:2.961$. Odnosi się to do przypadku, gdy przyrost ds nie został wywołany przyrostem temperatury, ani wydłużeniem sprężystem.

Jeżeli przyrost ds wywołany jest przyrostem temperatury lub wydłużeniem sprężystem, to wzór (51) nie jest ważny, bowiem należy uwzględnić jeszcze zmienność ciężaru jednostkowego c . Ponieważ ani przez wydłużenie sprężyste, ani przez zmianę temperatury ciężar całkowity się nie zmieni, przeto $c \cdot s = \text{const.}$, czyli:

$$c ds + s dc = 0,$$

stąd:
$$\frac{dc}{c} = -\frac{ds}{s}. \quad (52)$$

Różniczkując (20) otrzymamy:

$$dN = y dc + c dy = \frac{N}{c} dc + \frac{N}{y} dy.$$

Z uwagi na (a) i (50) jest:

$$\frac{dy}{y} = -\beta_1 \frac{ds}{y} = -\beta \frac{ds}{s}.$$

Zatem z powodu (52):

$$\frac{d\sigma}{\sigma} = \frac{dN}{N} = -(1+\beta) \frac{ds}{s}. \quad (53)$$

Jeżeli temperatura wzrośnie o t° to $\frac{ds}{s} = \omega t$, gdzie ω jest współczynnikiem rozszerzalności.

Dla miedzi: $\omega = 17 \cdot 10^{-6}$

„ stali: $\omega = 14 \cdot 10^{-6}$.

Dla wydłużenia sprężystego jest wg. (44):

$$\frac{ds}{s} = \frac{1}{2} \frac{\sigma_0}{E} \frac{s_0}{s},$$

przyczem s_0 określone jest wzorem (45) wzgl. (43a) i (43b).

Dla $\beta=0$, t. j. dla $N = \min.$ jest wg (53):

$$\frac{dN}{N} = -\frac{ds}{s}.$$

Wg. (50) jest $\beta_1 = -1$, czyli $1 + \beta = 0$, gdy $u = \infty$ albo $a=0$. Wtedy:

$$\frac{dN}{ds} = 0.$$

1) Na rys. 5, aby go nie gmatwać, konstrukcję tę pominięto.

Ten graniczny przypadek zachodzi, gdy oba końce cięgna przytwierdzone są w jednym punkcie. Napięcie w tymże punkcie równa się ciężarowi połowy cięgna ($N = cs = \text{const.}$) więc niezależne od temperatury ani od sprężystości.

Dla $u=0$ wzgl. $a=\infty$ jest $\beta=\infty$, więc $\frac{dN}{ds} = -\infty$

t. zn. przy ciągnięciu napięciem bardzo mały przyrost długości, bez względu na przyczynę, powoduje znaczny spadek napięcia.

Przykład 11.

$l=2x=200 \text{ m}, s=107.2, f=34 \text{ m},$
 $f:l=1:5.9, \sigma_1=15 \text{ kg/mm}^2, a=153 \text{ m}, u=0.6545,$
 (jak w przykl. 3), $\operatorname{tg} \vartheta = \sin u = 0.7023, \cos u = 1.2219 = \sec \vartheta.$
 Wg. (49) $c=70.23-34=36.23 \text{ m}, d=122.19-107.2=15 \text{ m}.$
 $df: ds=36.23:15=2.42. ds=0.218:2=0.109 \text{ m}$ (por. p. 9).
 $df=2.42 \cdot 0.109=0.264 \text{ m}. df:f=0.264:34=1:129.$
 $\operatorname{Tg} u=0.5747.$

Wg. (50)
$$\beta = 0.5747(1 - 0.6545 \cdot 0.5747) : (0.6545 - 0.5747) = 0.5747 \cdot 0.625 : 0.0798 = 4.495.$$

Wg. (51) byłoby: $d\sigma:\sigma = -4.495 \cdot 0.109 : 107.2 = -1:217.$

Ale ds jest wydłużeniem sprężystem, więc wg. (53):

$$d\sigma:\sigma = -5.495 \cdot 0.109 : 107.2 = -1:177.2,$$

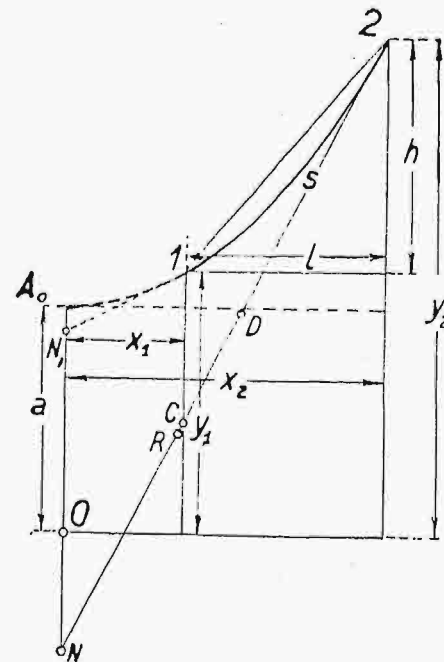
więc: $d\sigma = -15 : 177.2 = -0.0846 \text{ kg/mm}^2.$

B. Podpory nierówne.

Równania (35) i (36) łącznie z (33) i (32) określają nam h i s jako funkcje parametru a i odciętej wyższej podpory x_2 . Tę ostatnią będziemy nazywać krótko x .

Będzie więc:

$$\left. \begin{aligned} ds &= \frac{\partial s}{\partial a} da + \frac{\partial s}{\partial x} dx \\ dh &= 0 = \frac{\partial h}{\partial a} da + \frac{\partial h}{\partial x} dx \end{aligned} \right\} \quad (a)$$



Rys. 6.

Wg. (35) i (36) jest:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial s}{\partial x} &= \frac{h}{a} & \frac{\partial h}{\partial x} &= \frac{s}{a} \\ \frac{\partial s}{\partial a} &= -\frac{s'}{a} & \frac{\partial h}{\partial a} &= -\frac{h'}{a} \end{aligned} \right\} \quad (b)$$

gdzie zaś

$$\left. \begin{aligned} s' &= aC - s, & h' &= aS - h, \\ C &= u \cos u - v \cos v, \\ S &= u \sin u - v \sin v \end{aligned} \right\} \quad (54)$$

Poprowadźmy (rys. 6) styczne podporowe $\overline{2N}$ i $\overline{1N}$, aż do przecięcia się z osią rzędnych w N i N_1 , to z powodu (15) i (33):

$$\overline{N_1 N} = x \operatorname{tg} \vartheta - x_1 \operatorname{tg} \vartheta_1 - h = h'. \quad (55)$$

Zatem styczne podporowe odcinają na osi rzędnych długość h' . Z uwagi na (33) i (16):

$$s' = x \sec \vartheta - (x_1 \sec \vartheta_1 + s). \quad (55a)$$

Jeżeli więc odejmiemy od stycznej $\overline{2N}$ styczną $\overline{1N}$ i długość s , t. zn. odejmiemy wyprostowaną długość $\overline{21 N_1} = = 2R$, otrzymamy $s' = \overline{NR}$ (rys. 6).

Podstawmy (b) i (54) w (a) i nazwijmy:

$$s'' = -s' + \frac{h}{s} h', \quad (56)$$

to

$$\left. \begin{aligned} d\alpha &= \frac{\alpha}{s''} ds \\ dx &= \frac{h'}{s} d\alpha = \frac{\alpha}{s''} \frac{h'}{s} ds \end{aligned} \right\} \quad (e)$$

Wg. (40) z uwagi na (21) jest:

$$df = dy_1 - dy_3 + k(dx_3 - dx_1).$$

Ale $y_1 = a \cos v$, $y_3 = a \cos w$.

$$\begin{aligned} dy_1 &= \sin v dx + (\cos v - v \sin v) d\alpha \\ dy_3 &= k dx_3 + (\cos w - wk) d\alpha. \end{aligned} \quad (d)$$

$$\begin{aligned} \cos v - \cos w &= \frac{1}{a} (y_1 - y_3) = \frac{1}{a} (f_1 - f_3) = \\ &= \frac{1}{a} [f + k(x_1 - x_3)]. \end{aligned}$$

Zatem:

$$df = dx (\sin v - k) + \frac{d\alpha}{a} [f + k(x_1 - x_3) - x_1 \sin v + x_3 k].$$

Wg. (c)

$$dx = \frac{h'}{s} d\alpha, \quad \frac{d\alpha}{a} = \frac{ds}{s''}.$$

Nazwijmy $s_{13} = a(k - \sin v)$,

to:

$$df = \frac{d\alpha}{a} \left[-\frac{h'}{s} s_{13} + f + v s_{13} \right],$$

albo

$$df = \frac{ds}{s''} \left[f + s_{13} \left(v - \frac{h'}{s} \right) \right]. \quad (57)$$

Dla $h=0$ (57) przejdzie w (49), jeżeli zamiast s napiszemy $2s$. Dla określenia wpływu przyrostu ds na wielkość napięcia musimy zapytać, czy przyrost ten pochodzi

od temperatury i sprężystości, czy też jest od nich niezależny. W tym ostatnim przypadku $c = \text{const}$, więc wg. (20):

$$dN = c dy = \frac{N}{y} dy.$$

Zamieniając w (d) v na u otrzymamy:

$$dy = \sin u dx + (\cos u - u \sin u) da.$$

Z uwagi na (c) i (14) będzie więc:

$$\frac{dy}{y} = \frac{ds}{s''} \left[1 - \left(u - \frac{h'}{s} \right) \operatorname{Tg} u \right]. \quad (e)$$

Zatem:

$$\frac{dN}{ds} = -\beta' \frac{N}{s},$$

jak (51), jeżeli

$$\beta' = \frac{s}{s''} \left[\left(u - \frac{h'}{s} \right) \operatorname{Tg} u - 1 \right]. \quad (58)$$

Dla $h=0$ (58) przechodzi w (50), o ile ds zastąpimy tu przez $2ds$.

Jeżeli przyrost ds pochodzi od sprężystości lub temperatury, to $cs = \text{const}$.

$$dN = c dy + y dc = N \left(\frac{dy}{y} + \frac{dc}{c} \right)$$

i z uwagi na (e), (52) i (58) otrzymamy wzór (53):

$$\frac{dN}{ds} = -\frac{N}{s} (1 + \beta'). \quad (58a)$$

Przykład 12. Dane z przykładu (7):

$$u = 0.6126, \quad -v = 0.4216, \quad \operatorname{tg} \vartheta = \sin u = 0.6516,$$

$$\sin v = -0.4342, \quad x = 0.6126 \cdot 38.677 \text{ m} = 23.694 \text{ m}.$$

$$\text{Wg. (55)} \quad h' = 23.694 \cdot 0.6516 - 16.307 \cdot 0.4342 - 4.0 =$$

$$= 15.45 - 7.07 - 4 = 4.38 \text{ m}.$$

$$x \sec \vartheta = 23.694 \cdot 1.1932 = 28.3 \text{ m},$$

$$x_1 \sec \vartheta_1 = -16.307 \cdot 1.0902 = -17.8 \text{ m},$$

$$\text{Wg. (55a)} \quad s' = 28.3 + 17.8 - 42 = 4.1 \text{ m}.$$

$$h' : s = 4.38 : 42 = 0.1042.$$

$$\text{Wg. (56)} \quad s'' = -4.1 + 4.0 \cdot 1042 = -3.68 \text{ m}.$$

$$s_{13} = (0.1 + 0.4342) \cdot 38.677 = 20.62 \text{ m},$$

$$v - (h' : s) = -0.4216 - 0.1042 = -0.5258.$$

$$\text{Wg. (57)} \quad df : ds = (5.313 - 0.5258 \cdot 20.62) : (-3.68) =$$

$$= -5.53 : -3.68 = 1.5, \quad ds = 42.5 \text{ m/m},$$

$$u - (h' : s) = 0.6126 - 0.1042 = 0.5084, \quad \operatorname{Tg} u = 0.545,$$

$$0.545 \cdot 0.5084 = 0.2765, \quad 1 - 0.2765 = 0.7235,$$

$$\text{Wg. (58)} \quad \beta' = 0.7235 \cdot 42 : 3.68 = 8.25.$$

$$\text{Wg. (58a)} \quad dN : N = -9.25 \cdot 0.0425 : 42 = -1 : 368.$$

(C. d. n.).

Inż. Edward Nagelberg.

W sprawie metody spawania.

Pani Inż. Marja Kubaszewska w artykule swoim pod tytułem: „Rozwój metody spawania we Francji“ w Nrze 18 *Czasop. Techn.* z r. 1930 zajmuje się również kwestią wyboru rodzaju prądu i dochodzi do konkluzji, że „należałoby stosować, o ile to jest tylko możliwe, prąd zmienny“. Zdaje mi się, że zdanie to jest wynikiem zaznajomienia się szczegółowego jedynie z urządzeniami dla prądu zmiennego, a więc i ograniczenia się do korzystania z doświadczenia ludzi zajmujących się tą metodą, a częściowo może nawet wytwórców odnośnych urządzeń. Że spawanie prądem zmiennym znalazło we Francji stosunkowo szerokie zastosowanie, wynika prawdopodobnie stąd, że specjalnie i normalnie chronione patentami konstrukcje zespołów do spawania prądem stałym budowane są przez firmy amerykańskie, austriackie, niemieckie, szwedzkie i t. p., podczas gdy nie jest mi znaną odrębna, równoważnościowa konstrukcja jakiegokolwiek wytwórni francuskiej, które z natury rzeczy zainteresowane są w propagowaniu spawania prądem zmiennym i na tem polu wysiłki swe koncentrują. Spawać można naturalnie również zwykłą maszyną bocznikową, ewent.

z dodatkowym uzwojeniem wyrównawczem i wtedy wierzę, że rezultaty nie będą lepsze aniżeli przy zastosowaniu prądu zmiennego. Natomiast wysiłki konstruktorów prądnic specjalnych szły w kierunku stworzenia maszyny, której krzywa charakterystyczna byłaby możliwie zbliżona do ujemnej krzywej łuku elektrycznego i któraby uwzględniała możliwie zupełnie wymagania, stawiane przy spawaniu. Dzięki stworzeniu odpowiednich konstrukcyj rozpowszechniło się spawanie prądem stałym i wzięło bezwzględnie górę w Ameryce, Niemczech, Austrii i t. p., i to po długotrwałych i dokładnych badaniach porównawczych, przeprowadzonych przez znanych na tem polu fachowców. Szczególnie w Niemczech istnieje pod tym względem bogata literatura i wystarcza n. p. wskazać na wyniki badania, podane przez tajnego nadradcę marynarki Grauert, Berlin (E. T. Z. 1925, str. 1339), który podnosi mniejszą spoistość osiąganą przy spawaniu prądem zmiennym i prawie wyłącznie stanowisko prądu stałego w zakładach marynarki. W tym samym okresie wydał Zarząd głównych warsztatów reperacyjnych kolei niemieckich w Wittenberdze, wszystkim warszatom repe-

racyjnym polecenie stosowania wyłącznie prądu stałego. Także i u nas n. p. w warsztatach kolei państw., w wielkich zakładach przemysłowych i t. p., spawanie prądem stałym jest bezporównania częściej stosowane, przyczem mam naturalnie na myśli spawanie łukowe, podczas gdy przy zastosowaniu metody oporowej, mającej swój ograniczony zakres pracy, koniecznym jest z natury procesu wynikające, użycie prądu zmiennego.

Ta przewaga prądu stałego nie jest naturalnie przypadkowa, lecz uzasadniona zaletami, o których zresztą p. inż. Kubaszewska mimochodem wspomina, lecz bez należytego ujęcia ich znaczenia. Przyznaje p. Kubaszewska, że przy użyciu prądu stałego łuk urywa się trudniej, lecz uważa ten fakt za cenny jedynie przy wykonywaniu szwów pionowych lub nad głową. Tutaj zaszło pewne nieporozumienie. Wykonywanie szwów pionowych lub nad głową jest przy zastosowaniu prądu zmiennego i użyciu normalnych pałeczek nieosiągalne, zaś przy użyciu specjalnie powlekanych i odpowiednio drogich, daje również rezultaty naogół niezadawalające. Przerywanie zaś łuku posiada zasadnicze znaczenie dla jakości szwu przy wszelkiego rodzaju robotach, a nie tylko powyższych, powoduje bowiem niedostateczne nagrzanie się miejsca spawanego, a co zatem idzie „naklejanie“ warstwy materiału płynnego z elektrody zamiast odpowiednio głębokiego wtapienia i stapiania się z przedmiotem przy spokojnym, nieprzerywanym spawaniu łukiem stałym. Częstsze przerywanie się łuku przy zastosowaniu prądu zmiennego, wpływa więc w bardzo znacznym stopniu na jakość szwu, a spowodowane jest ciągłą zmianą natężenia prądu, które przy normalnie stosowanych 50 okresach przechodzi 100 razy na sekundę przez wartość zerową, przy którym to przejściu łuk naturalnie wykazuje tendencję urywania się, w przeciwieństwie do łuku prądu stałego o stale równomiernym natężeniu.

Nie należy mieszać zjawiska urywania się łuku z możliwością jego wydłużalności, bowiem nowoczesne konstrukcje prądnic specjalnych umożliwiają ograniczenie długości łuku przez nastawienie napięcia nawet w sposób samoczynny, zmuszając przez to spawacza do utrzymania długości łuku najodpowiedniejszej dla równomiernego spawania przy nastawionym natężeniu prądu i przy unikaniu zbytniego utlenienia materiału. Zresztą tendencja do nadmiernego wydłużania łuku może mieć miejsce tylko u pracownika początkującego, podczas gdy dobry spawacz starać się będzie utrzymać łuk odpowiednio krótki, tak samo jak nie można przypuścić, by nastawiał przy pracach, wymagających mniejszego natężenia prądu, większy amperaż dla ułatwienia sobie pracy bez uwzględnienia ujemnych skutków na jakość wykonanej roboty. Zresztą należy podkreślić, że pałeczki powlekane, których używanie jest normalnie wymagane przy zastosowaniu prądu zmiennego, wymagają już z natury rzeczy dłuższych łuków, czemu daje wyraz p. Kubaszewska twierdząc, że należy normalne długości łuku utrzymywać w granicach 3—3,5 mm.

Przy stosowaniu prądu stałego najzdrowszym i normalnie stosowanym jest łuk ok. 1,5 mm długi, dający się bez trudności utrzymać, tak, że możliwość większej wydłużalności łuku przy prądzie stałym niema praktycznie żadnego ujemnego wpływu.

Dalszą ważną zaletą prądu stałego jest różnica temperatur między biegunem dodatnim a ujemnym, wynosząca ok. 400 stopni. Jak wiadomo, normalnie łączy się biegun dodatni z przedmiotem, uzyskując przez to celowo intensywniejsze nagrzewanie grubszego przedmiotu od cieńszej elektrody. Natomiast przy przedmiotach cienkich i użyciu specjalnych pałeczek, wymagających wysokich temperatur,

robi się przeciwnie, osiągając przez to pewną regulację w stosunku nagrzewania przedmiotu i pałeczki, zależnie od potrzeby. Przy prądzie zmiennym naturalnie możliwość ta zupełnie odpada. Także o ile chodzi o ekonomję, zważyć należy, że normalnie można otrzymać odpowiednie rezultaty przy prądzie zmiennym przy użyciu specjalnych pałeczek powlekanych, a więc odpowiednio drogich, podczas gdy stosując prąd stały wystarczają, ze stosunkowo niewielkimi wyjątkami, pałeczki gołe, znacznie tańsze, a nawet znane mi są pomysłnie wykonane roboty zupełnie zwykłym drutem i to przy zbiornikach i kotłach, gdzie szwy narażone były na znaczne obciążenie. Na korzyść prądu stałego przemawia też bardzo niekorzystny współczynnik mocy i nierównomierne obciążenie faz przy zastosowaniu prądu 1-fazowego, tak, że elektrownie bardzo niechętnie widzą a nawet nie pozwalają na przyłączenie transformatorów tej mocy do swoich sieci. Ta bolączka, przykro odczuwana przez dostawców tego rodzaju urządzeń, zmusiła ich do szukania możliwości jej uniknięcia i jednym z takich paliatywów ma być chyba tak podnoszona przez autorkę metoda „Sandwich“.

Trudno bowiem wyobrazić sobie, by ktoś tak dobrowolnie zdecydował się do zastosowania systemu, przy którym elektroda, mająca być z natury rzeczy jak najlżejsza i jaknajmniejsza, musi pomieścić wszelkie części do doprowadzenia 2 faz, gdzie jak wynika z opisu, pracują obok siebie 2 łuki o przesunięciu 90 stop. fazy, a więc o całkiem odmiennych tendencjach chwilowych i gdzie spawacz, który winien całą swą uwagę skierować na stronę mechaniczną pracy, musi przy każdym urywaniu się łuku uważać na wyłączenie kontaktu kontrolnego za pomocą przerywacza na masce? Radbym bardzo móc zobaczyć pracę aparatu przy najwyższym i kolejno najniższym natężeniu prądu, przy spawaniu aluminium, bronzu i t. p., lub też przy zastosowaniu go do automatu do spawania, które, ciągle doskonałone, odgrywają już obecnie bardzo ważną rolę przy fabrykacji seryjnej, pozwalając na szybkość, przekraczającą 30-krotnie możliwą przy spawaniu ręcznym. Niezrozumiałemi są dla mnie wywody przedostatniego ustępu, gdzie mowa jest o wpływie podwójnej elektrody na stałość łuku i dobroć spoiny i byłbym bardzo wdzięczny autorce za odnośne wyjaśnienie, jak również wskazanie celu, jakiemu ma służyć motor prądu 3-faz., o którym mowa przy opisie części składowych urządzenia.

Naturalnie, że alternatywa z prądem zmiennym odpada zupełnie tam, gdzie niema źródła prądu wogóle, a 3-fazowego w szczególności, a gdzie natomiast prądnicę do spawania dla prądu stałego można pędzić jakimkolwiek źródłem energii bezpośrednio lub pośrednio.

Nie sposób zgodzić się też z twierdzeniem p. Kubaszewskiej, jakoby napięcie 110 V. stanowiło granicę, do której można stosować regulację oporową. Napięcie 60—80 V. nie jest potrzebne do zapalania, lecz dla unikania zbyt częstego urywania się łuku; natomiast przy spawaniu pałeczkami metalowymi utrzymuje się ono w granicach 20—25 V. Wynika więc z tego, że przy napięciu sieci 110 V. przeszło 75% energii musi zostać zniszczonem bezużytecznie, a tylko niespełna 25% zostaje użytym dla celu właściwego.

Taki sposób pracy w obecnej dobie możliwie najdalej posuniętej racjonalizacji, musi zostać jak najbardziej stanowczo odrzucony.

W końcu pozwalałam sobie wyrazić nadzieję, że moje powyższe uwagi skłonią Szanowną Autorkę do bliższego zaznajomienia się także ze spawaniem prądem stałym i częściowego przynajmniej złagodzenia konkluzji, że należy stosować prąd zmienny, o ile to jest tylko możliwe.

Wiadomości z literatury technicznej.

Mosty.

— Most drogowy żelbetowy na Ammerze pod Echelsbach opisuje prof. Spangenberg w *Der Bauing.* (1930, str. 391).

Jest to największy most łukowy żelbetowy w Niemczech wykonany w 1929. Rozpiętość łuku wynosi 130 m, strzałka 31·8 m, wysokość pomostu nad dnem 80 m. Uzbrojenie łuku jest sztywne. Łuk ten żelazny zestawiono bez rusztowań. W łuku żelaznym powstają naprężenia wskutek ciężaru własnego tak, że

w betonie nie powstają żadne naprężenia wskutek ciężaru własnego. W tym celu obciążono łuk żelazny warstwą żwiru. Warstwę tę żwiru usuwa się w miarę postępu budowy. W ten sposób można było wyzyskać wytrzymałość tak betonu jak stali. Łuk projektowano jako trójprzegubowy, wykonano jednak jako dwuprzegubowy. Wykonano dwa łuki w odstępie osi 6 m. Szerokość skrzynkowego przekroju wynosi 1,5 m. Słupy pachwinowe są także żelbetowe ze sztywną wkładką kratową. Przy zestawianiu połączono słupy pomostowe tymczasowymi przekątniami. Aby wyznaczyć linię wpływową obciążano zmiennym obciążeniem 1 t/m, aby uwzględnić częściowe obciążanie żwirem. Przy budowie z obu stron, gdy osiągnięto klucza, różnica w położeniu obu połówek wynosiła tylko 1,5 cm w kierunku poziomym i pionowym. Największe naprężenia przy uwzględnieniu wiatru i skurczu wynoszą $\sigma_2 = 1820 \text{ kg/cm}^2$ i $\sigma_3 = 62,4 \text{ kg/cm}^2$. Ciągnięcie największe $\sigma_6 = 34,2 \text{ kg/cm}^2$.

— **Dopuszczenie cięższych wozów ciężarowych** na mostach drogowych omawia Dr. Karol Bernhard w *Zentr. der Bauverw.* (1929, str. 190). Autor stwierdza, że na wstrząśnienia, które wywołują zwiększenie naprężeń, ma wielki wpływ ustrój obręczy koła. Doświadczenia Beckera w Berlinie i prof. Langera w Akwizgranie stwierdziły, że przy twardej, niedokładnie podającej się obręczy naprężenia dodatkowe wskutek wstrząśnięć mogą być kilka razy większe od naprężeń głównych. Obręcz może być albo żelazna, gumowa masywna i dęta o wielkiem ciśnieniu powietrza i o małym. W tym porządku stwierdzić można bardzo małą, aż do wielkiej odkształcalności. Przy sprężystej obręczy chyżość niema wcale wpływu na wielkość wstrząśnięć. Odkształcenie obręczy jest przy wysokim ciśnieniu powietrza 3 razy mniejsze, niż przy małym ciśnieniu powietrza przy obręczy gumowej litej 12 razy mniejsza. Wielkość wstrząśnienia zależy rozumie się od wielkości, którą koło spotyka, a więc od stanu nawierzchni. W rzeczywistości nawet przy zaniedbanej nawierzchni spotyka równocześnie przeszkodę (nierówność) tylko jedno koło. Uwzględniając tę okoliczność można przy poprzecznicach przyjąć tylko jedno koło ze współczynnikiem wstrząśnięć, albo oba z połową współczynnika, to samo przy obliczaniu podłużnie. Przy obliczeniu belek głównych należałoby uwzględnić współczynnik wstrząśnięć tylko dla $\frac{1}{4}$ ilości kół. Jeżeli więc większe ciężary mają być dopuszczone na mosty drogowe, należy żądać, by obręcze były sprężyste. Pod tym warunkiem można dopuścić wozy 12-tonowe zamiast 9-tonowych. Tylko przy poprzecznicach, otrzymalibyśmy w tym wypadku naprężenia o 5% większe.

— **Most na Missisipi w Minneapolis Forda** opisuje Eger w *Zentr. d. Bauverw.* (1929, str. 244). Łuki żelbetowe mają rozpiętość po 91,5 m, strzałka wynosi 26,64 m, grubość w kluczu wynosi 2,95 m, w węzłowiach 3,95 m. Dwa łuki są po 3,66 m szerokie i leżą w odstępie osi 9,76 m. Przy budowie użyto stalowych krążyn.

— **Próby obciążenia mostu żelbetowego łukowego na Urwäsch pod Hundwill** (Szwajcaria) opisuje prof. M. Roß w *Schweiz. Bauzeitung* 1929 II, str. 63. Most ten bezprzegubowy o rozpiętości 105 m, $f = 36,0$, $f : l = 1 : 2,92$, grubość w kluczu 1,3 m, w węzłowiach 2,50 m. Szerokość sklepienia w kluczu 6 m, w węzłowiach 6,90 m. Most ten obciążano jednym ciężarem bez nadmurowania i kilku wozami po ukończeniu. Wyniki doświadczeń zgadzały się dosyć z wynikami obliczeń. Mury pachwinowe i pomost zmniejszają naprężenia największe w kluczu o 30%, w jednej czwartej o 40%, w węzłowiach o 60%. Z doświadczeń wynika, że mosty łukowe dobrze obliczone, dobrze uzbrojone i odpowiednio wykonane, możemy śmiało obliczać wedle teorii sprężystości. Dr. M. Thullie.

— **Mosty wiszące ze szczególnym uwzględnieniem mostu Filadelfja-Camden.** Pod tym tytułem zamieszcza artykuł Inż. Ralph Modjewski w *Przeglądzie Technicznym* zeszyt 38 z 24 września 1930 r.

Most opisany jest dziełem autora i jedną z najciekawszych budowli światowych, opisał go już raz inż. Kunicki w *Przeglądzie* w r. 1928¹⁾

Twórca tego pięknego dzieła sztuki inżynierskiej Ralph Modjewski urodził się w Krakowie, w r. 1885 ukończył szkołę dróg i mostów w Paryżu, a przybywszy ze swoją matką znakomitą artystką Heleną Modrzejewską, do Stanów Zjednoczonych przyjął tamtejsze obywatelstwo.

W r. 1892 był asystentem inż. cyw. Georgea Morisona, poczem stworzył własne biuro techniczne.

Pierwszym wielkim mostem, zbudowanym przez Modjewskiego był most państwowy na rzece Missisipi w Rock Island, następnie przebudował most na rzece Missouri, dalej zbudował mosty Thebes. Mc. Kirsley, Memphis i Keokuk na Missisipi, dwa mosty na rzece Columbia. Metropolis na rzece Ohio i wiele innych.

Był członkiem Rady Inżynierskiej, powołanej przez rząd Kanadyjski do odbudowy mostu Quebec, w r. 1920 został naczelnym inżynierem Komisji budowy mostu na rzece Delaware z poleceniem wykonania projektu i budowy mostu Filadelfja-Camden.

— **Nowsze mosty spawane.** Pod tym tytułem zamieszcza Dr. Inż. R. Bernhard pracę w *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure* zeszyt 35 z r. 1930.

W Niemczech wykonano w latach 1929 i 1930 trzy takie mosty. Autor opisuje zasadę ich konstrukcji, statyczne obliczanie i roboty warsztatowe. Przedewszystkiem omówione są szczegóły, różniące się od budowli nitowanych. Dotychczasowe rezultaty przedstawiają się korzystnie, chociaż dopiero po pewnej ilości lat i użyciu będzie można wydać zasadnicze orzeczenia.

Inż. A. W. Krüger.

Budownictwo.

— **Najmniejsze mieszkania** omawia May w *Zentr. d. Bauverw.* (1929, str. 297). Nędza mieszkaniowa trapi ludność nie tylko u nas, ale także w Niemczech. Koszt budowy nowych mieszkań jest tak wielki, że czynsz mieszkaniowy przekracza możność finansową wielkiej części ludności. Zamiast zostawiać setki tysięcy ludzi na długie lata nędzy mieszkaniowej, lepiej jest dostarczyć im jak najprędzej choć bardzo małe mieszkanie, którego powierzchnia nie powinna być mniejszą, niż 38 do 40 m². Miasto Frankfurt n. Menem postanowiło przez 4 lata budować po 2000 takich najmniejszych mieszkań. W mieszkaniach tych, których plany autor podaje, łóżka na dzień albo chowają się we wnętrzu ściany, albo też usuwają się pod szafę i bibliotekę. Łóżeczka dla dzieci są ułożone jedno nad drugim. Inny typ przewiduje wysuwanie łóżek do osobnej ubikacji i urządzenie pokoju dzieciennego, wszystko jednak w wymiarach najmniejszych. Naszym architektom polecam gorąco przestudjowanie tego artykułu. Dr. M. Thullie.

Lotnictwo.

— **Rozbudowa nocnych linii lotniskowych.** Linja nocna Berlin-Hanower została przedłużona w prostej do Amsterdamu. Na razie umieszczono światła na linii Hanower-Barenaue przez część nocy.

Sześć niedozorowanych świateł elektrycznych umieszczono na 22 m wysokich masztach. Każde ognisko posiada sięg 50 km pierwsze przy Garbsen 65 km. Światła migawkowe świecą 0,2 sekundę poczem następuje pauza 2,8 sekund, zatem ten sam znak powtarza się co 3 sekundę.

W ciągu miesiąca maja przedłużono tę linię czterema światłami do granicy holenderskiej, a stąd do Amsterdamu. Od przedostatniego ogniska przez Altenlünne prowadzi linja odgałęzionowa z 8-ma ogniskami kolanem na południe do Kolonji. Ta linja ma na terenie belgijskim doprowadzić do Brukseli, Ostendy i ostatecznie do Londynu. (*Verkehrstechnische Woche* 25/1930).

— **Salon lotniczy w Paryżu.** Dnia 27 listopada 1930 otwarto międzynarodowy salon lotniczy w Paryżu, gdzie Polska wysłała dwa płatowce Państwowych zakładów lotniczych. (*Lot Polski* listopad 1930).

— **Nieszczęśliwe przypadki w planowej żegludze powietrznej w r. 1929** wykazują 11 (10 w r. 1928) zabitych i 10

¹⁾ *Czaopismo Techniczne* zeszyt 23 z 1930 str. 413.

(17) rannych, t. j. 21 (27) ofiar. 1 zabity przypada na 1,488.392 km (2.862.436 km) i na 13.833 (30.177) przewiezionych gości. 1 ranny przypada 130.343 km (1,114.977 km) i 12.104 (12.071) przewiezionych gości.

Przy wypadku w południowej Anglii, gdzie aparat w czasie mgły natknął na przeszkody terenowe było 7 zabitych i 1 ranny. Przy podobnym przypadku pod Kassel było 4 zabitych i 1 ranny a przy Solingen 1 ranny. (*Verkehrstechnische Woche* 18/6 1930).

— **Bezpieczeństwo w lotnictwie.** „Comité Français de Propagande Aéronautique“ urządziło pod protektoratem prezydenta państwa w czasie od 10 do 23 grudnia 1930 pierwszy narodowy Kongres pod hasłem bezpieczeństwo w lotnictwie. W 6-ciu sekcjach rozpatrywano wszystkie zagadnienia techniczne, odnoszące się do powyższego tematu. (*Verkehrstechnische Woche* 22/1930 i *Lot Polski* listopad 1930).

Inż. A. W. Krüger.

Budownictwo wodne.

— **Czy łós nadaje się jako materiał do budowy wałów rzecznych?** Takie pytanie postawiono sobie przy budowie wału Renu pod Neuwed, w miejscu, gdzie nie było blisko innego materiału. Przeprowadzone badania (analiza mechaniczna, chemiczna, badanie przepuszczalności, porowatości, kapilarności, a wreszcie doświadczenia co do stałości we wodzie), wykazały zupełną nieprzydatność łosu do budowy wałów. (*Zentralblatt der Bauverwaltung* Nr. 32/30).

— **Zużytkowanie wodospadu Niagary.** Pierwszy mały zakład o sile wodnej wybudowano tu w r. 1853. W roku 1928 istniało 6 zakładów, o sumarycznej sile 1,547.850 koni. Cztery z tych zakładów (z siłą 990.350 koni) leżą po stronie Kanady, dwa (z siłą 557.500 koni) po stronie Stanów Zjednoczonych. Spady zakładów wahają się między 41 a 93 m, zależnie od tego, czy zużytkowano także szypoty poniżej wodoskasków. Największe jednostki maszynowe mają 70.000 koni. Dopływ do jeziora Erie, z którego odpływ zasila zakłady, waha między 3.700 a 9.400 m³/sek, średni odpływ wynosi 6.000 m³/sek.

— **Siły wodne Austrii.** Według zestawień austriackiego *Wasserkraft- und Elektrizitätswirtschaftsamt* w dniu 1 stycznia 1929 r. było w Austrii 444 wybudowanych lub rozpoczętych zakładów wodnych o sile 507.000 koni, które jednak można rozbudować do 1,192.000 koni. Całoroczna energia tych zakładów dochodzi do 2.950 milionów kWg.

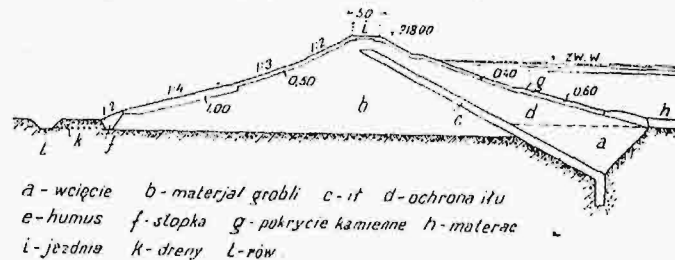
Dalsze, opracowane już projekty, obejmują wyzyskanie 8.966 milionów kWg rocznych, tak, że całkowita zużytkowana energia roczna wyniesie może 12 miliardów kWg.

— **Elewator pod Niederfinow na drodze wodnej Berlin—Szczecin.** Według *Zentralblatt der Bauverwaltung* Nr. 13 i 14 z r. 1930, budowa tego elewatora, według ostatecznego projektu z r. 1926, jest w toku i ma być w r. 1933 ukończona. Prócz badań teoretycznych, przeprowadzono również badania praktyczne na modelu, sporządzonym w podziale 1:5, które dały podstawę do szeregu poprawek konstrukcyjnych. Elewator zbudowany na zasadzie podnośni pionowych z przeciwwagami, o transporcie mokrym, podnosić i spuszczać będzie statki do 1000 tonn ładowności na wysokość 37,71 m. Betonowy, względnie żelazno-betonowy spód, przedstawia komorę 8 m głęboką, 112 m długą i 33,5 m szeroką, spoczywającą na płycie 4 m grubości. Zbiornik wodny, w którym podnosi i spuszcza się statek, ma 85 m użytecznej długości, 12 m szerokości i 2,5 m głębokości i waży wraz ze swymi bramami i maszynami, na nim osadzonemi, bez wody 1.500 tonn, z wodą 4.100 tonn.

Koszta obliczono na 23,7 milionów Mk. niem., w czem objęte są również koszta obustronnych rozszerzonych przystani, wraz z bramą ochronną (4,5 milj. Mk.), koszta mostu kanałowego, pośredniczącego między kanałem w nasypie a elewato-rem (4 milj. Mk.) i koszta niezmiernie trudnej fundacji w złym gruncie (20 m wykopu, przy 18 m wody gruntowej), (5,6 milj. Mk.).

— **Grobla pod Ottmachowem na Śląsku pruskim,** której wykonanie jest w toku, będzie największą groblą ziemną nie-

miecką, zamykającą zbiornik retencyjny. Przegradza ona dolinę Nissy kładzkiej, na długości 6,5 km i wysokość największą 16,6 m, względnie przy przekroczeniu koryta rzeki 20 m. Prze-



a - wcięcie b - materiał grobli c - it d - ochrona it u
e - humus f - stopka g - pokrycie kamienne h - materac
i - jezdnia k - drenaż l - rów

krój poprzeczny grobli podaje rysunek. Grobla będzie ukończona w r. 1932.

— **Oszczędne pod względem budowlanym typy śluz komorowych,** wykonane przy kanalizacji górnej Przegoli opisuje *Die Bautechnik* zeszyt 37/1930.

Cała śluza składa się głównie z żelaznych ścian szczelnych Larssena, zakotwionych w grunt rodzimy poza niemi. Tylko w głowach dno i ściany boczne, a właściwie tylko filary, znoszące napór wrót dwuskrzydłowych wspornych są z betonu. Dno komory stanowi narzut z kamienia polnego, 50 cm grubości. Dno i filary ramowe w głowach mają uzbrojenie i są zakotwione do ścian szczelnych bocznych w różnych wysokościach i do ścian szczelnych poprzecznych. Dr. M. M.

Urządzenia przewozowe.

— **Polityka państwa wobec współzawodniczących środków przewozowych.** Dr. Inż. h. c. Gutbrod, sekretarz państwa niemieckiego, w mowie o zadaniach niemieckiego państwowego ministerstwa komunikacji¹⁾, wyraża się o stosunku wzajemnym kolei państwowych i ruchu motorowego na drogach, następująco (*Zentralblatt der Bauverwaltung* 1930 r. Nr. 7): „Najwięcej zastrzył się w ostatnich latach stosunek samochodu do kolei państwowej. Samochód rozpowszechnił się nadzwyczajnie i kolej państwowa obawia się, że odciągnie jej właśnie te towary, które z powodu ich wielkiej wartości zaliczone są do wysokich klas taryfowych, a skutkiem tego wpływu z ich przewozu przyczyniają się do obniżenia taryf dla surowców i półfabrykatów. Z drugiej strony, i to nie tylko od fabrykantów samochodów i ich właścicieli, słyszy się skargi na bojową politykę taryfową kolei państwowej, prowadzoną przeciw samochodom.

Zadanie jednolitej polityki komunikacyjnej jest trudne do rozwiązania nie z tego powodu, że państwowe i prywatne środki komunikacyjne obok siebie pracują. Gdzie państwo uważało za niemożliwe dopuszczenie istnienia prywatnych urządzeń dla ruchu, obok państwowych, tam — a mam tu na myśli usuwanie poczt prywatnych dla utrzymania regale pocztowego — zawsze znalazło środki, aby wolę swą przeprowadzić. Co do przewozu osób i towarów, nie wydaje mi się, aby stan obecny wymagał już zastosowania ostatecznych środków przeciw jednemu z środków przewozowych znajdujących się w rękach prywatnych. Celem polityki komunikacyjnej państwa jest, aby gospodarstwu dać najtańsze środki przewozowe, a nadto środki różnorodne, zdolne do dostosowania się do rozlicznych potrzeb i żądań, a nadto ostro czuwać nad tem, aby żaden z tych środków — przedewszystkiem także kolej żelazna, która jest kręgosłupem w całym niemieckim życiu komunikacyjnym — nie zmarniał, ani też nie utracił zdolności do wypełnienia swego gospodarczego zadania. Ponieważ w życiu gospodarczym wahało przechyla się raz na tę to znowu na drugą stronę, z reguły jednak po pewnym czasie wraca do równowagi, byłoby fałszywym krokiem, już wtedy, gdy jeden środek komunikacyjny uważa się zagrożony, wkraczać silnymi państwowymi środkami. Wszystkie gospodarcze odruchy noszą już w swem łonie zarodek zdolności do ruchu wstecznego. Podobnie jak rozważania na temat żeglugi śródziemnej i kolei państwowej, za-

¹⁾ Reichsverkehrsministerium.

czynają być coraz spokojniejsze, gdy żegluga zrozumiała, że musi się własną siłą dostosować do zmienionych stosunków, a niemieckie Towarzystwo kolei państwowych zaczyna rozumieć konieczność dania żegludze możliwości życia i zatrudnienia, tak samo, według mego przekonania, również i troska kolei państwowej, wynikająca z obaw przed grożącymi jej niebezpieczeństwami ze strony samochodu, ustąpi w ciągu lat miejsca spokojniejszemu osądowi. W im większym stopniu uda się, przez organiczne dostosowanie taryf kolejowych do ruchu samochodowego i odpowiednie podatkowe traktowanie przedsiębiorstw samochodowych, obydwa czynniki ograniczyć do tych zadań przewozowych, które odpowiadają ich właściwościom jako środków komunikacyjnych, oraz potrzebom gospodarczym, tem łatwiej będzie również w odniesieniu do kolei i samochodu dać posłuch ideji syntezy, różnych środków komunikacyjnych.

Ruch nie jest celem, lecz środkiem do celu. Ruch jest służą gospodarstwa i jest w rachunku tego, kto się nim posługuje, pozycją wydatkową. Im bardziej zmniejszy się konto tych wydatków, tem ruch będzie mniej obciążający. Każdy, kto się poświęca służbie przewozowej, powinien wiedzieć, że nie stwarza dóbr widocznych, lecz, że tworzy wartości, pośrednicząc przy rozdziale dóbr i uczestniczy przy dalszym ich przetwarzaniu. Wartość wytworzona przez przewóz jest przytem tem większa, im większy wysiłek, aby praca była jak najtańsza i gospodarczo uzasadniona. Praca przewozowa wymaga samozaparcia, dając pomimo tego wielkie zadowolenie, gdyż wszyscy, którzy w tym zawodzie pracują z zapałem, mogą obserwować, jak skutkiem ich wysiłku rozwija się życie gospodarze".

Dr. M. M.

Drogi.

— Jezdnia dwuczęściowa jest przedmiotem artykułu Inż. F. Gregoritscha w N. 15/16 ex 1930 *Zeitschrift des Öst. Ing. u. Arch. Vereines*.

Autor, długoletni inżynier drogowy zrobił spostrzeżenie, iż dotychczasowa jezdnia jednoczęściowa, zwyczajnie dwutorowa nie odpowiada warunkom technicznym, ani też bezpieczeństwu ruchu. Wady dzisiejszej jezdnii widzi autor w tem, iż z uwagi na strzałkę jezdnii, w wypadkach gdy jadący pragną zachować przepis jazdy i jadą przepisową stroną, samochody przybierają położenie pochyle, co szczególnie w łukach po stronie zewnętrznej przedstawia dla szybciej jadącego wozu, pewne niebezpieczeństwo. Z natury rzeczy wynika, że w razie, gdy na drodze nie ma żywego ruchu, samochody używają dla obu kierunków środka drogi, gdyż wtedy przybierają położenie normalne, równocześnie jednakże występuje objaw najsilniejszego niszczenia środka jezdnii, co naturalnie nie jest rzeczą pożądaną. Na ostrych nieprzejrzystych łukach zachodzi nadto to niebezpieczeństwo, iż jadące samochody usiłują o ile możliwości trzymać się toku wewnętrznego, co często dają powód do katastrofy.

Z powyższych powodów opatentował autor w Austrii i Szwajcarii swój system jezdnii dwuczęściowej, polegający na tem, iż wykonuje się dwa oddzielne pasma drogowe (bez względu na rodzaj nawierzchni), z których każde przeznaczone jest dla ruchu jednokierunkowego. Pomiędzy obu jezdniami, z których każda posiada w partjach prostych lub na łukach o dużych promieniach przekrój daszkowy, ułożony jest betonowy ściek o bardzo nieznacznej szerokości (6 cm), którego zadaniem jest przyjęcie i odprowadzenia do gęsto ułożonych (co 50 m) kanalików poprzecznych, wody ściekającej z wewnętrznych płaszczyzn obu daszków. W ostrych łukach ustrój jest nieco odmienny, mianowicie każda z jezdnii otrzymuje spadek poprzeczny jednostronny, zaś dzieli je niski murek rozgraniczający zupełnie oba tory. Również odmiennie załatwioną jest sprawa odpływu wody z jezdnii.

Jako korzyści projektowanego przez siebie rozdziału jezdnii podnosi autor:

1. Poziome położenie samochodu w prostej lub łagodnym łuku;
2. Przymusowy rozkład ruchu w obu kierunkach, wskutek tego większe bezpieczeństwo przejazdu;

3. Możliwość wykorzystania z powyższego powodu większych chyżości;

4. Oszczędzenie motoru i hanulców;

5. Możliwość takiego samego wyprzedzenia jak na profilu dzisiejszym (z wyjątkiem partji w ostrych łukach, na co nie pozwalają murki), z tem jednak, iż wyprzedzania to nie będzie połączone z ukośnem ustawieniem pojazdu jak to przeważnie dzisiaj ma miejsce;

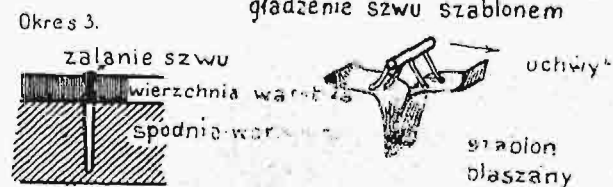
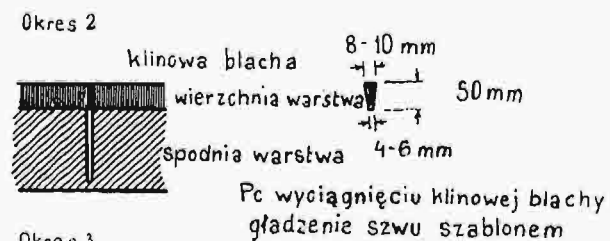
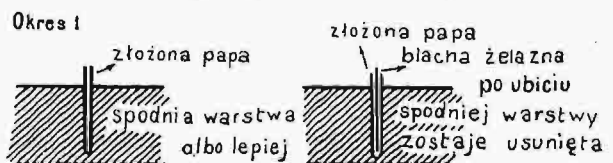
6. Dla nawierzchni betonowych staje się zbędny szew podłużny;

7. Możliwość wykonania nawierzchni o mniejszej grubości zatem tańszych i t. p.

Czyszczenie wąskiego ścieku pomiędzy obu jezdniami uskutecznia się w ten sam sposób jak czyszczenie szyn tramwajowych, za pomocą żelaza żłobkowego.

— O budowie dróg betonowych w Niemczech pisze Prof. H. Ehlgötz w N. 26/30 *Der Strassenbau*.

Autor zajmuje się w skrócie opisem sposobu wykonania dróg betonowych w ogólności. Są to rzeczy powszechnie fachowcom znane. Z nowości natomiast podaje stosowany w Niemczech sposób wykonywania szwów, który okazał się na podstawie przeprowadzonych prób bardzo dobrym.



Otóż w dolną warstwę betonu osadza się pilśń asfaltową, pomiędzy którą przychodzi blacha żelazna którą po wykonaniu dolnej warstwy wyciąga się. Przed rozpoczęciem górnej warstwy betonu osadza się w szwie żelazną klinową składaną w wymiarach w rysunku podanych, którą usuwa się po wykonaniu górnej warstwy. Następuje wygładzenie i wykończenie krawędzi szwu specjalnym żelaznym szablonem a następnie załanie szwu bitumem o punkcie rozplynniania w granicach 50-60°C. Ażeby granicę tę podnieść dodają często do bitumu proszek azbestowy, mączkę kamienną i t. p. w ilości około 50%. W ostatnich latach wykonano w Niemczech następujące ilości dróg betonowych: w r. 1925 — 40.000 m², w r. 1926 — 240.000 m², w r. 1927 — 480.000 m² zaś w r. 1928 — 540.000 m². Szczególniej intensywnie buduje się te nawierzchnie w Westfalji, Nadrenji oraz w okolicach Berlina i Monachjum.

Artykuł kończy się opisem szeregu wykonanych robót, przyczem zaznaczyć należy, iż dobre rezultaty uzyskano również przy układaniu nawierzchni betonowej na starym bruku.

E. B.

RECENZJE I KRYTYKI.

Wojciech Sarjusz-Zaleski: „Dzieje przemysłu w b. Galicji 1804—1929“ ze szczególnem uwzględnieniem historii rozwoju S. A. L. Zieleniewskiego i Fitzner-Gamper z przedmową Dr. Franciszka Bujaka. Kraków, 1930.

Książka niniejsza o 340 str. in quarto ukazała się z okazji 125-letniego jubileuszu istnienia Firmy Zieleniewskiego. Oprócz bardzo bogato opracowanej części odnoszącej się do dziejów przemysłu galicyjskiego z końcem wieku XVIII, oraz całego okresu XIX stulecia przedstawia ona rozwój firmy L. Zieleniewski w rozmaitych okresach czasu i zmagania jej na tle ciężkiej konkurencji z przemysłem austriackim.

Szczegółowe opracowanie tej ostatniej części umożliwione zostało autorowi przez udostępnienie mu archiwów firmy, co podnieść należy z prawdziwym uznaniem.

Praca cała przedstawia szczegółowy dorobek wiekowy jednej z najpoważniejszych firm w kraju i życzyliby sobie należało, by znalazła oddźwięk w publikacjach innych firm. Tego rodzaju monografie oparte na szeroko nakreślonym, ogólnym tle ekonomicznym, przynoszą nam prawdziwy zaszczyt i pożytek.

Sprawozdanie z I-go Międzynarodowego Kongresu Betonu i Żelbetu w Leodjum (w Belgji), wydane w Warszawie nakładem Związku Polskich Fabryk Portland-Cementu. Związek Polskich Fabryk Portland-Cementu wydał bardzo obszerne sprawozdanie z pierwszego Międzynarodowego Kongresu Betonu i Żelbetu, który się odbył we wrześniu r. b. w Leodjum (w Belgji).

By zapewnić sobie informacje z pierwszego źródła i nawiązać kontakt ze specjalistami betonu i żelbetu zagranicą Z. P. F. P. C. wydelegował na ten Kongres swego specjalnego reprezentanta w osobie inż. komunikacji S. Kozierskiego, który pracował od szeregu lat zarówno w kraju, jak i zagranicą, przy projektowaniu i budowie wielkich budowli betonowych i żelbetowych.

Taki wybór sprawozdawcy pozwolił Związkowi P. F. P. C. wydać sprawozdanie o tym Kongresie w postaci jakby studjum o współczesnym stanie betonu i żelbetu i o ich możliwościach na przyszłość. Studjum to przedstawia broszurę, która obejmuje 89 stron druku dużego formatu i 19 fotografii najciekawszych nowoczesnych budowli z żelbetu w Polsce i zagranicą.

Niektóre referaty, zgłoszone na Kongres, i przebieg dyskusji, którą one wywołały, były specjalnie obszernie omówione w tem sprawozdaniu, a to ze względu na nadzwyczajną ich aktualność i możliwość wykorzystania ich dla budownictwa w Polsce, w której cement niczem nie ustępuje najlepszym zagranicznym, konkurując z dużym powodzeniem na tak odległych rynkach, jak: Argentyna, Brazylja itd., z najlepszymi cementami niemieckimi, belgijskimi i amerykańskimi.

Do takich referatów zaliczyć należy:

1. Referat o kopułach i o dachach kopulastych systemu Zeiss-Dywidag, zadziwiających wszystkich specjalistów swą lekkością i śmiałością.

2. Referat o skurczu betonu, oparty na długoletnich próbach i studjach jednego z najlepszych teoretyków i praktyków żelbetu, za jakiego ogół fachowców uważa inż. Freyssineta.

3. Referat o możliwościach żelbetu przy budowie mostów o bardzo dużych rozpiętościach, oparty na konkluzjach, wysnutych z dopiero co wykonanego mostu w Plougastel we Francji z 3-ma przęsłami o rozpiętości 186 m, jak dotąd nigdzie jeszcze poza Francją nie zrealizowanej.

4. Referaty prof. Paszkowskiego i inż. Plebińskiego o zastosowaniu żelbetu w Polsce, gdzie już wcześniej niż w innych krajach, bo w r. 1907, zdecydowano się na zastosowanie żelbetu dla łuków tak monumentalnych budowli, jak wiadukt Poniatowskiego w Warszawie.

Znajdujemy również w sprawozdaniu opinie i poglądy architektów na estetyczne możliwości żelbetu i na jego coraz szersze zastosowanie w budowlach monumentalnych, dla których niezbędne są, zdaniem architektów, bryły mające imponować swym monolityzmem.

Znajdujemy również i streszczenie innych referatów, zgłoszonych na Kongres, które zarówno w sprawozdaniu jak i w programie Kongresu, zostały podzielone na 8 następujących grup:

1. beton uzwojony, 2. badania teoretyczne i laboratoryjne betonu i żelbetu, 3. wykonanie budowli z żelbetu i ich próby, 4. temperatura i skurcz betonu, 5. architektura żelbetu, 6. skład betonu i kontrola jego wykonania, 7. elementy wykonywane masowo z betonu, 8. żelbet w kolonjach.

Nie wątpimy, że sprawozdanie to zainteresuje wszystkich fachowców i teoretyków i praktyków betonu i żelbetu w Polsce, dając im w jednym zeszycie wyniki współczesnych badań teoretycznych, laboratoryjnych, oraz wskazówki praktyki przy budowie i wykonywaniu budowli żelbetowych i betonowych wszelkich kategorii.

BIBLIOGRAFJA.

Książki nadesłane. Prof. Dr. Jan Sas Zubrzycki: „Dwa zamki polskie w Malborku“. Lwów 1930. Skład główny w księgarni T. S. L. Kraków.

„Cegła cementowa, jej wyrób i użycie“. Warszawa 1930. Nakładem Związku Polskich Fabryk Portland-Cementu.

Wojciech Sarjusz-Zaleski: „Dzieje przemysłu w b. Galicji 1804—1929“ ze szczególnym uwzględnieniem historii rozwoju S. A. L. Zieleniewskiego i Fitzner-Gamper. Kraków 1930.

Junk-Herzka: „Der Bauratgeber“. Wien 1931. Verlag von Julius Springer. Cena 88:50 M.

„Kalendarz Samorządowy na rok 1931“. Nakładem Samorządowego Instytutu Wydawniczego. Warszawa 1930.

Wykaz dzieł nabytych przez Bibliotekę Politechniki w III kwartale r. 1929.

I. Dział nauk ścisłych i przyrodniczych.

Polanski J. Lessy warstwowane w świetle archeologicznych badań Ludwika Sawickiego. Warszawa 1929. St. 12. — **Lundquist G.** Bodenablagerungen und Entwicklungstypen der Seen. Stuttgart 1927. St. 124. — **Behning A.** Das Leben der Wolga. Stuttgart 1928. St. 162. **Harnisch O.** Die Biologie der Moore. Stuttgart 1929. St. 146. — **Leon A.** Über das elastische Gleichgewicht derjenigen gleichmässig sich drehenden Drehungskörper, deren Hauptspannungsrichtungen die Koordinatenrichtungen sind. Wien 1906. St. 10. — **Niesiołowski W.** Motyle większe Tatr polskich. Kraków 1929. St. 88. — **Hofsten N.** Neue Beobachtungen über die Rhabdocölen und Allöocölen der Schweiz. St. 84. Tb. 2. — **Jakob M.** Thermodynamische Drosselgleichung und Zustandsgleichung der Luft bei weitem Gültigkeitsbereich. Berlin 1917. **Schindewolf O.** Vergleichende Studien zur Phylogenie, Morphogenie und Terminologie der Ammonoitenlinie. Berlin 1929. St. 102. Tb. 1. — **Emmichoven Z.** Geologische onderzoekingen in de Sierra De Los Filabres. Delft 1925. St. 156. — **Mapa** turystyczna Karpat polskich. Skala 1:100.000. Warszawa. — **Emelius K.** The Conduction of Electricity through Gases. London 1929. St. 94. **Prochnow O., Schwassmann A., Riem J.** Erdball u. Weltall. Berlin 1928. St. 248. — **Paris P.** Les oisieux d'Europe. Paris 1906. St. 248. **Frenkel J.** Einführung in die Wellenmechanik. Berlin 1929. St. 317. **Colvin S. i Bagley W.** Postępowanie człowieka. Kurs wstępny psychologii dla nauczycieli. Warszawa 1927. St. 216. — **Rowld H.** Psychologia pedagogiczna. Warszawa 1928. St. 356. — **Heilpern M.** Zasady dydaktyki. Warszawa 1919. St. 181. — **Prey A., Mainka C. u. Tams E.** Einführung in die Geophysik. Berlin 1922. St. 340. — **Steinhell A. u. Volt E.** Handbuch der angewandten Optik. Leipzig 1891. — **Prandl L. u. Tietjens O.** Hydro- u. Aeromechanik. Berlin 1928. St. 298. — **Fischer G.** Die Gesteine der metamorphen Zone Wippra mit besonderer Berücksichtigung der Grünschiefer. Berlin 1929. — St. 64. — **Grabowski L.** Obserwatorium astronomiczno-meteorologiczne Politechniki Lwowskiej ze stacją seismograficzną. Sprawozdanie z działalności od r. 1918—1927. Kraków 1928. St. 6. — **Kollath R.** Über die sekrechte Ablenkung langsamer Elektronen an Gasmolekülen. Leipzig 1928. St. 28. — **Hatschek E.** Die Viskosität der Flüssigkeiten. Dresden 1929. St. 225. — **Goguel G.** Das Farbenproblem der grünen, roten und violetten Letten. Danzig 1928. St. 150. — **Nippert H.** Über den Strömungsverlust in gekrümmten Kanälen. Berlin 1919. St. 67. (C. d. n.).

Zebrania i odczyty w Towarzystwie.

W dniu 21-go stycznia 1931 r. wygłosił Prof. Dr. L. Eberman odczyt p. t. „Wrażenia z podróży autem po Europie“, dnia 28. stycznia 1931 r. Inż. T. Jarosz odczyt p. t. „Budowa cywilnego portu lotniczego w Skniłowie“, zaś dnia 4 lutego 1931 r. Inż. A. Eiger odczyt p. t. „Nowoczesne nawierzchnie betonowe“.

BUDOWNICTWO STALOWE

DODATEK DO „ZASOPISMA TECHNICZNEGO“

TREŚĆ: Od Redakcji. — Prof. Dr. Inż. A. Hawranek: Szkielet stalowy, jego stan dzisiejszy i możliwość rozwoju. — Inż. G. F. Pistor: Rozwój historyczny drapacza chmur w Ameryce.

OD REDAKCJI.

W r. b. rozpoczynamy wydawnictwo „Budownictwa stalowego“, które będzie się ukazywać w okresach dwumiesięcznych jako dodatek do *Czasopisma Technicznego*. Wydawnictwo to obejmować będzie bądź to prace oryginalne, bądź też streszczenia prac fachowców zagranicznych, odno-

szące się do rozwijającego się coraz szerzej budownictwa stalowego w najrozmaitszych działach i typach.

Nie wątpimy, iż bardziej szczegółowe zajęcie się stalą, jako elementem budowy, powitane zostanie przez naszych Czytelników przychylnie.

Szkielet stalowy, jego stan dzisiejszy i możliwość rozwoju.

Streszczenie referatu Prof. Dr. inż. A. Hawranka, Brno, wygłoszonego na Międzynarodowym Kongresie Zastosowania Konstrukcji Stalowych w Liège 1930 r.

Zagadnienie budownictwa żelazno-szkieletowego jest dziś bardzo aktualne i wymaga koniecznie krytycznego zbadania, z czysto rzeczowego punktu widzenia. Obiektywna krytyka powinna ułatwić niezupełne dotąd przystosowanie się do wymagań tego nowoczesnego sposobu budowania, oraz wskazać dalszy kierunek rozwoju i możliwość jeszcze większych korzyści.

Należy więc rozpatrzyć stronę techniczną zagadnienia, przyczem muszą tu być miarodajne wyniki europejskie.

Dotychczasowe studia nad kosztami tych budynków w porównaniu do żelazo-betonu, nie są dostatecznie pewne i muszą ulec powtórnemu zbadaniu.

Porównanie z konstrukcją żelazo-betonową nasuwa się samo przez się i używane jest często przy składaniu ofert, przyczem jednak uwzględnia się zwykle tylko koszt samego szkieletu, pomijając inne czynniki.

Pod szkieletem żelaznym w ścisłym znaczeniu rozumiemy konstrukcję ze słupów, podciągów i belek stalowych, które przedstawia kościec nośny budynku przeważnie wielopiętrowego, który następnie zostaje wypełniony ścianami i stropami z innego materiału.

Rozwój budownictwa szkieletowego bierze przykład z Ameryki. W Stanach Zjednoczonych, wskutek rosnących cen gruntów w centrach miast, wynikła konieczność budowania możliwie wysokich budynków na małej powierzchni gruntu. Dziś osiągnięto już wysokość 300 m. Konieczność rentowności budynku doprowadziła do tego systemu budowania. Dziś w wielkich miastach Europy ceny gruntu są również bardzo wysokie, tak, że warunki stają się podobne. Zresztą już przy dość niewielkiej liczbie pięter, niosące ściany zewnętrzne wskutek zbyt grubych rozmiarów są nieekonomiczne.

Należy więc przejść do systemu szkieletowego, którego części posiadałyby większą wytrzymałość jak mur ceglany i użyć na słupy żelazo lub żelazobeton. Wypełnienie ścian może być z cegły, jednak o ile chcemy zmniejszyć ciężar wkładany na szkielet, należy użyć lekkich materiałów wypełniających (n. p. cegła pusta, heraklit, solomit, prod. cementowe jak gazobeton, schimabeton, celolit).

Ze względu na konieczną ogniotrwałość tych budynków, konieczne jest osłonięcie konstrukcji nośnej, która jednak przy celowym wykonaniu nie zwiększa zbyt prze-krojów, tak, że pomimo to osiągamy duży zysk na

powierzchni użytkowej. Budynki o szkielecie żelaznym wyróżniają się lekkością i wysmukłością słupów.

Zalety budynków żelazno-szkieletowych.

Wynikiem stosowania szkieletu żelaznego jest szybkie tempo budowy, gdyż poszczególne części przygotowane są w warsztacie, i montaż na budowie ogranicza się do postawienia i połączenia poszczególnych elementów.

W niektórych wypadkach organizacja była posunięta tak daleko, że poszczególne części dostarczane były na budowę dopiero w chwili, kiedy miały być użyte, tak, że tworzenie składu na budowie było zbyteczne.

Ważną zaletą szkieletu żelaznego jest możliwość rozpoczęcia jego wypełnienia zaraz po skończeniu montażu danego piętra, co naturalnie da się skutecznie jedynie przy dobrze ułożonym planie budowy.

Przy odpowiedniej organizacji stropy i instalacje mogą być zakładane pod osłoną dachu lub stropu najwyższego piętra.

Przy konstrukcji szkieletowej żelaznej dadzą się osiągnąć wszystkie wymagania, jakie stawiamy budynkowi. (Izolacja ciepła, głosu i t. d.).

Możliwość szybkiego wykonania zwraca uwagę przy stosowaniu szkieletu żelaznego do budynków mieszkalnych. Są tu już osiągnięte pewne rekordy, n. p. w Berlinie wykonano 2-piętrowy dom w 2¹/₂ miesiąca.

Również budynki większe, które przy konstrukcji żelazo-betonowej wymagały przerwy zimowej w robotach, przy szkielecie stalowym dają się wykonać łącznie z urządzeniem w ciągu jednego sezonu budowlanego.

Jak rozpowszechniony jest szkielet żelazny w Stanach Zjednoczonych Am. Półn. świadczy, że ze zbudowanych w roku 1927 budynków, 36% w San Francisco, a 29% w Filadelfji miało szkielet żelazny. Powodem tego jest nie tylko niski koszt, ale także oszczędność na czasie, oraz interkalacjach. Zysk na czasie wynosi w Ameryce i Anglii 65—70%. W roku ubiegłym w Berlinie w ostatnich czasach wzniesiono więcej budynków o szkielecie żelaznym, niż w żelazobetonie.

Przy budynkach stalowych zmniejsza się znacznie liczba zatrudnionych na budowie ro-

botników, gdyż większa część robót wykonywana jest przez maszyny. Zmniejsza to koszty robocizny, świadczeń socjalnych, ubezpieczeń etc.

Wobec zmniejszenia się ilości materiału, obniżają się również koszty transportu. Dalszą zaletą szkieletu żelaznego jest łatwość zmian i przeróbek. W wielkich miastach, n. p. w Berlinie, zdarza się często, że przeznaczenie budynku ulega zmianie. Konstrukcja stalowa daje się przerobić najłatwiej i najtaniej. W Ameryce z teatrów powstają śpichrze, z hoteli domy biurowe, domy towarowe, aby osiągnąć lepsze oprocentowanie kapitału. W bankach często trzeba powiększać sale operacyjne, jeszcze częściej zjawia się potrzeba umieszczenia w istniejących budynkach sal kinowych etc. Również małe przeróbki w zakładach przemysłowych spowodowane zmianami metod fabrykacji lub nabyciem nowych maszyn, dają się najłatwiej wykonać w budynkach o konstrukcji żelaznej.

Przy szkielecie żelaznym możliwe są znacznie większe odległości między słupami, oraz można uzyskać mniejszą wysokość budynku (n. p. w ramowych konstrukcjach sal kinowych).

Dotychczas jednak rzadko się wykorzystuje możliwości, które daje szkielet żelazny. Podczas wykonania budynku wprowadza się znacznie zmiany, które przedłużają znacznie czas trwania budowy, a przy innym sposobie budowania byłyby wogóle niemożliwe.

Ważną zaletą szkieletu żelaznego jest to, że wykonywany on jest z materiału, który pod względem wytrzymałości i jednorodności jest tak dokładnie zbadany, że przy należytem obliczeniu otrzymuje się zupełną pewność i bezpieczeństwo.

Przy żelazobetonie nie mamy nigdy takiej jasności i ścisłości obliczeń. Świadczą o tem częste katastrofy budowlane konstrukcji żelbetonowych. Przy wyrobieniu betonu występuje zbyt wiele czynników (kruszywo, własności cementu, stosunek mieszaniny, ilość wody, działanie mrozu, sposób wykonania, czas wykonania), aby dały się one dokładnie skontrolować. Zresztą zdarzają się także bardzo często wykonania w żelbecie.

Wszystkie siły przenoszone przez szkielet żelazny są jasne i dokładne, podczas gdy monolityczny charakter żelbetu, wpływa komplikująco na układ sił i nie dają się one tak ściśle wyznaczyć.

Szkielet żelazny w warsztacie wykonywują robotnicy wykwalifikowani, przyczem każdy błąd jest łatwy do znalezienia. Każda część jest możliwa do zbadania, kontrola jest ułatwiona, ustawienie i połączenie wykonuje znów tylko mała ilość fachowych robotników. Wpływ sezonowości daje się łatwo przeto uniknąć.

Normalizacja połączeń, konstrukcja głowic i stóp słupów, blach połączeniowych powoduje szybkie i przejrzyste projektowanie i wykonanie i przyczynia się do potania budowy.

Wykonywanie budowy jest prawie niezależne od pogody i temperatury. Zbyteczną więc się staje przerwa zimowa.

Dotrzymywanie terminów jest łatwiejsze, gdyż każde przedsiębiorstwo ma swój stały komplet robotników i maszyn, i może na niego liczyć.

Drogie i opóźniające robotę wykuwania otworów w ścianach dla instalacji, odpadają przy szkielecie żelaznym. Nie można zapominać o oszczędności na fundamentowaniu.

Należy jeszcze dodać, że gotowy budynek o szkielecie żelaznym jest dużo odporniejszy na nierówne osiadanie fundamentów, a więc nadaje się dobrze dla terenów kopalnianych.

Oszczędności na przekroju słupów żelaznych w porównaniu z żelbetonem.

Nawet przy otuleniu słupów żelaznych, ich powierzchnie są mniejsze, niż słupów żelazo-betonowych. Najsilniej występuje to w dolnych piętrach, gdzie powierzchnia uży-

teczna jest najcenniejsza; wynika więc stąd podwójna oszczędność.

Przy porównaniu istniejących budowli okazuje się, że n. p. przy 8 piętrach różnica przekrojów na korzyść żelaza wyraża się w 1,86% całkowitej powierzchni.

Przy większej ilości kondygnacji oszczędność ta jest jeszcze większa. Dla budynku 12-piętrowego wyniosła ona w 4 dolnych piętrach 2,26% całkowitej powierzchni, a na ósmym piętrze wynosiła jeszcze 1,9%.

Zmniejszenie powierzchni przekroju przy żelazo-betonie daje się skutecznie tylko sztucznie, przez stosowanie słupów owijanych i t. p. Wpływa to znacznie na koszt konstrukcji.

Stropy i ściany.

W budownictwie stropowem najszersze zastosowanie znalazły stropy pustakowe systemów Kleina, Ackermanna, Wörnera, Zomaka, Wenha i inne. Mają one zaletę małej wagi oraz dobrej izolacji dźwięku. Pozwalają one osiągnąć grubość stropu oraz gładką powierzchnię dolną.

Stropy pustakowe o wysokości ok. 15 cm z podłogą ksyolitową posiadają ciężar wł. ok. 275/m² bez belek.

Ciężar belek zmniejsza się przy powiększeniu odległości pomiędzy nimi, ogólny koszt jednak wypada najniższy przy odległości belek 1,5—2,5 m.

Według doświadczeń znanych niemieckich firm żelazo-betonowych, stropy żelbetowe są ekonomiczne dopiero przy dużych rozpiętościach między belkami (3,5—4 m).

Oszczędności na żelazie dają się osiągnąć w dwojaki sposób: przez stosowanie lżejszych stropów lub wysokowartościowej stali.

Ściany wykonywane mogą być z cegły pustakowej oraz materiałów zastępczych i betonu szlakowego, gazobetonu, celolitu i t. p.

Przy stosowaniu ścian z materiałów lekkich o tej samej grubości co mur ceglany, uzyskuje się zmniejszenie wagi o 25—55%. Ponieważ jednak izolacja ciepła jest znacznie wyższa, ściany zewnętrzne mogą być bez porównania cieńsze.

Dalszą drogę do zmniejszenia wagi żelaza jest stosowanie belek ciągłych. Daje się w ten sposób zaoszczędzić ok. 8—20% żelaza.

Oszczędności można uzyskać również przez uwzględnienie rzeczywistego zamocowania belek. Obliczenie wykazuje, że umocowanie zapomocą 3 śrub nad sobą powoduje zmniejszenie momentu od 3,6—10%. Przy użyciu szerszych kątołek, pozwalających na 2 rzędy śrub zwiększa się zamocowanie podwójnie.

Ogniotrwałość.

Przy należytem otuleniu słupów i belek istnieje zupełne bezpieczeństwo. Dowodzą tego ostatnie pożary. Ponieważ konstrukcje nieosłonięte są dziś nieużywane, więc niebezpieczeństwo pożaru ograniczone jest do minimum. Według niemieckich przepisów wystarczającym jest okrycie słupów 5 cm warstwą betonu, a belek 3 cm warstwą. Jeszcze lepszą izolację przedstawiają betony lekkie.

Ochrona przed rdzą.

Niebezpieczeństwo rdzewienia konstrukcji odpada zwłaszcza przy okryciu słupów betonem. Przy rozbiórce „Madison Square Building“, po 35 latach znaleziono części stalowe wolne od rdzy. 90% belek uzyskanych z rozbiórki zostało ponownie użyte. Należy przytem zauważyć, że zastosowano wtedy okrycie słupów z terracoty, z przestrzeniami powietrznymi. Aby uchronić słupy od wilgoci trzeba starannie wykonywać dach nad ich głowicami.

Izolacja dźwięku.

Co do przenoszenia się dźwięku przez szkielet stalowy, należy zauważyć, że wskutek różnicy szybkości przenoszenia

dźwięku stali i materiałów wypełniających, przenoszenie się dźwięku głosowych jest w znacznym stopniu tłumione.

Nie zachodzi to w takim stopniu przy żelazobetonie, gdyż niema tej różnicy między stropami a konstrukcją nośną.

Różnica ta na niekorzyść betonu daje się wyraźnie odczuwać w salach koncertowych, biurach, domach mieszkalnych etc.

Spawanie.

Przy projektowaniu konstrukcji spawanych należy zwracać uwagę na dostępność miejsc łączących przy montażu.

Rozpowszechnienie się spawania zależy w znacznym stopniu od wykszolenia odpowiednich robotników.

W rozwoju techniki spawania leży możliwość dalszego udoskonalenia konstrukcji żelaznej. Profile słupów muszą być dostosowane do techniki spawania. Naprzykład praktycznym będzie przekrój z dwóch ceówek.

Oszczędność przy montażu.

Wszystkie urządzenia i maszyny powinny być na budowie tak ustawione, aby szybki i pewny montaż mógł odbywać się bez przerw.

Ważną rzeczą jest dobranie odpowiednich kranów i żorawi.

Oszczędności bowiem przy montażu dadzą się osiągnąć tylko przez ustawienie dostatecznej ilości odpowiednich urządzeń, oraz przez staranne opracowanie planu robót.

Waga konstrukcji stalowych.

Oznaką ciągłego udoskonalania się budownictwa stalowych jest zmniejszanie się wagi żelaza na jednostkę objętości. Obecnie przy budynkach dużych, kilkunastu-piętrowych, należy liczyć około 18—22 kg/m³. Przy obciążeniach mniejszych trzeba przyjąć 12—15 kg/cm³.

Fundamenty.

Przy wyższych budynkach stalowych koniecznym jest nieraz zakładanie fundamentów na znacznej głębokości. Fundamentowanie należy rozpoczynać od wykonania murów obwodowych oporowych w rowach. Ziemię ze środka budowli wybiera się dopiero później. Łatwiej jest w ten sposób uniknąć pompowania nadmiernych ilości wody, osunąć gruntu etc.

Możliwe do osiągnięcia udoskonalenia w budownictwie szkieletowym.

W Ameryce i w Niemczech rozwój budownictwa szkieletowego poszedł już dość daleko. W innych kra-

jach istnieją jeszcze pewne przeszkody, które należy zwalczyć.

Jedną z nich są ograniczenia policyjne wysokości domów, przystosowane do domów murowanych, a nieodpowiednie dla stali.

Następnie jedną z trudności jest konserwatyzm przemysłu budowlanego, który czasem stawia cichy opór nowym prądom techniki.

Aby więc osiągnąć przy budownictwie szkieletowym jeszcze większe oszczędności, trzeba wziąć pod uwagę następujące czynniki:

1. Urzędowe przepisy ustawy budowlanej. Przepisy obliczeń statystycznych muszą być dostosowane do budownictwa żelazno-szkieletowego.

2. Należy ustalić urzędowo, jakie stopniowe zmniejszanie obciążeń użytkowych przy obliczeniach słupów jest dopuszczalne.

3. Dopuszczalne naprężenia powinny być ustalone dla budynków stalowych i żelbetowych z uwzględnieniem jednakowych współczynników bezpieczeństwa.

4. Należy wprowadzić stosowanie specjalnych profili lekkich z blachy. Brak tych profili nie pozwala w pewnych wypadkach na dalsze obniżenie kosztów konstrukcji stalowych.

5. Użycie wysokowartościowej stali, o ile tylko się opłaci.

6. Zredukowanie ilości firm wykonujących szkielety do kilku, ale zato dobrze wyposażonych.

7. Jak najdalej idąca normalizacja wszystkich części budowy z projektowaniem i kosztorysowaniem włącznie.

8. Wykonywanie wypełnień ścian bez rusztowań na zewnątrz. Użycie wiszących rusztowań do wykańczania elewacji.

9. Ograniczenie grubości ścian.

10. Dokładne ustalenie przy projektowaniu położenia wszelkich instalacji.

11. Zastosowanie większej ilości maszyn i urządzeń montażowych.

Zakończenie.

Jak z powyższej analizy wynika, można liczyć na znaczny rozwój budownictwa szkieletowego. Należy jednak ze względu na dobro społeczne rozwój ten jak najbardziej przyspieszyć, przyczem wszystkie strony zainteresowane powinny się do tego przyczynić.

W czasach, gdy największy nacisk kładzie się na tempo i rytm, a mniej na harmonję, należy się dostosować do wymagań postępu i techniki.

Rozwój historyczny drapacza chmur w Ameryce.

Streszczenie referatu wygłoszonego przez Inż. George E. Pistor (American Institute of Steel Construction) na Międzynarodowym Kongresie Budownictwa Metalowego w Liège 1930 r.

Członkami amerykańskiego instytutu konstrukcji żelaznej są oprócz Stanów Zjednoczonych, Kanada i Meksyk, wskutek czego jasnym jest, że nie wszyscy konstruktorzy zajmują się jednakową pracą. Wielu członków Amerykańskiego Instytutu poświęca się wyłącznie budowaniu wielkich mostów. Niektórzy budują znowu tylko budynki fabryczne i przemysłowe. Inni specjalizują się w ciężkich konstrukcjach. Osobiście jestem zaangażowany w budownictwie gmachów wielopiętrowych, t. zn. drapaczy chmur. Amerykański drapacz chmur jest systemem, w którym łączy się: najwyższa ekonomja, technika i artyzm. Jako inżynier mogę śmiało twierdzić, że budowa drapaczy chmur o wysokości 2.000 stóp, t. zn. 610 m nie nasuwa dziś już żadnej trudności technicznej.

Historja stali zaczęła się w mieście Pancras w Anglii, kiedy w r. 1854 udało się Henrykowi Bessemerowi wytworzyć w swej małej odlewni przez wtłaczanie do płynnego

żelaza powietrza pewien gatunek żelaza, nadający się do walcowania t. zw. stal. Sposób produkcji Bessemera i Kellego, który zrobił prawie jednocześnie to odkrycie, jest dzisiaj już przestarzały, lecz to był start, któremu zawdzięczamy, że można budować drapacze chmur, że pociągi mkną z szybkością 60 mil (100 km) na godzinę, że jeden samochód przypada na każdego piątego mieszkańca naszego kraju. Tego nie byłoby, gdyby prąd powietrza nie przeszedł przez kocioł z żelazem i szlaką.

Kto jest projektodawcą pierwszego drapacza chmur, jest jeszcze dziś przedmiotem dyskusji. Podobno arch. L. S. Buffington z Chicago próbował opatentować w r. 1887 projekt swego drapacza chmur, co jednak nie doszło do skutku. Mimo to wytoczył kilka procesów za przekroczenie patentu kilku innym właścicielom późniejszych drapaczy. Drugim był W. L. B. Jenny, który zbudował w 1883 r. pierwszy dom o stalowym szkielecie dla tow. „Home Insurance Company“.

Najwcześniejsze początki budownictwa szkieletowego można znaleźć w budynku wzniesionym w r. 1854 w Nowym Yorku dla firmy „Harper et Brothers”, gdzie użyto jako podpór kolumn z żelaza lanego. Belki i kolumny z żelaza kowalnego zastosowano dopiero w budynkach dla „Centennial Exposition” w Philadelphia w r. 1876. Od tego czasu żelazo znajduje coraz szersze zastosowanie jako materiał budowlany. Wraz z konstrukcją wysokich budynków wyłonił się problem translokacji ludzi od piętra do piętra bez schodów. Jedną z pierwszych wind była instalowana w starym Fifth Avenue Hotelu w Nowym Yorku w r. 1859, która kosztowała 25.000 \$. Parowa maszyna poruszała ją przez obroty potężnej pionowej śruby, stąd nazwa „pionowa kol. śrubowa”. Rozwój budownictwa wielkiego uzależniony był w głównej mierze od rozwiązania problemu budowania fundamentów. Obecnie każdy filar żelazny stoi na osobnym niezależnym fundamencie, izolowany od wstrząśnień przez płyty ołowiane. Fundamenty sięgają bardzo wielkich głębokości w celu uzyskania dostatecznej nośności dźwigowej.

Udoskonalony szkielet stalowy, należyte jego fundamentowanie i odpowiednie windy stworzyły warunki szybkiego rozwoju drapacza chmur. The Home Insurance Company wybudowało w Chicago w 1883 r. gmach, w którym poraz pierwszy zastosowano rozróżnienie podziału funkcji między szkielet i ściany. Stalowy szkielet spełnił funkcję dźwigającą, pozostawiając ścianom izolację termiczną i głosową. Gmach Tacoma, zbudowany w Chicago w r. 1887 znany jest ogólnie jako pierwszy prawdziwy drapacz chmur. Gdy niedawno w Chicago rozebrano 43-piętrowy gmach uniwersytetu, postawiony przed 40 laty, aby na tem miejscu wzniesić budynek wyższy, zdarzyła się okazja dokładnego zbadania zachowania się szkieletu żelaznego podczas tego okresu. Stwierdzono przy tem, że krystaliczna struktura zastosowanej stali, zawierającej 0,12% węgla oraz 0,4% manganu nie uległa żadnym zmianom. Nie zauważono również żadnych objawów osłabienia szkieletu żelaznego.

Budować monumentalniej i wyżej było sprawą dalszych doświadczeń. Równoległe z postępem w technice budowania szedł rozwój techniki urządzeń. Windy elektryczne są już tak udoskonalone, że mogą osiągnąć bez przeszkód dla jadących szybkość 305 m na minutę. Żaden budynek nie jest zaopatrzony tak szybkimi windami, ale w nowym 68-piętrowym Chrysler-Building w Nowym Yorku winda porusza się z szybkością 700 stóp na minutę (356 cm na sekundę). Windy planowane dla Empire State Building mają osiągnąć szybkość 1.200 stóp na minutę (610 cm na sekundę). Obecnie dozwolona jest szybkość 210 m na minutę. Rozwój w budownictwie drapaczy chmur uzależniony jest od wykorzystania wszystkich dotychczasowych wypróbowanych zalet stali jako materiału budowlanego.

Dzisiaj drapacz chmur jest charakterystyczny dla perspektywy każdego amerykańskiego miasta, a ostatnio coraz częściej wielu innych większych miast kontynentu. Przed 40-tu laty nazywano drapaczem chmur gmach 10-cio piętrowy. Dziś Stany Zjedn. posiadają 4.788 budynków o 10 i więcej piętrach, z tego 2.469 przypada na New York. Więcej niż 20 pięter posiada 377 budynków, z czego 188 w New York City. Skupienia działalności handlowej w miastach amerykańskich i ceny gruntu prowadzą do tego, że dąży się do osiągnięcia powierzchni użytkowej 100 razy większej niż powierzchnia placu pod budowę. Przy amerykańskich cenach gruntu w miastach da się to osiągnąć dopiero przy wysokości budynku ok. 200 pięter.

Możliwość budowania tak wysokich domów zawdzięczać należy jedynie zastosowaniu stali, materiału o dużej wytrzymałości i pewności przy stosunkowo małej wadze

i objętości. Najwyższe gmachy nie przekraczają obecnie 80 pięter.

Wobec celowości drapaczy chmur umilkły już dawno liczne z początku głosy opozycji. Zarzut niedostatecznego oświetlenia jest uzasadniony jedynie przy niższych piętrach, ale tylko wtedy, jeżeli się buduje w zbyt małych odstępach, zresztą istnieje dziś oświetlenie elektryczne. Wyższe piętra przeciwnie zalane są światłem. Przewietrzanie zaś nie sprawia wobec wysokiego poziomu techniki żadnych większych trudności. Również nie może być mowy o niebezpieczeństwie zawalenia się budynku, gdyż jak już wyżej wskazano, szkielet żelazny przetrwał 40 lat bez żadnych zmian. Według opinii tow. ubezpieczeniowych ryzyko pożaru jest mniejsze przy drapaczach chmur, niż przy budynkach starego typu dzięki ogniotrwałej budowie oraz przeważnie wyłączanie stalowym meblom i urządzeniem. Statuty tow. ubezpieczeniowych przepisują specjalne schody i wyjścia, sygnały ogniowe, zbiorniki, pompy i okna zewnętrzne z metalu.

Problem koncentracji ruchu nie jest nowy i istniał w naszych miastach już od dawna, gdy nie mieliśmy jeszcze ani budynków 3- lub 4-ro piętrowych. Już za czasów Juliusza Cezara starożytny Rzym miał ten problem do rozwiązania i wiele ówczesnych sposobów regulacji ruchu zachowało się od naszych czasów. Jak nam mówi historia, Rzym miał policję handlową, miejsce postoju dla taks, ulice o jednokierunkowej komunikacji, pozwolenia przewozu ciężarów w niektórych ulicach tylko w nocy i t. p. W Stanach Zjedn. problem regulowania komunikacji autobusów, dorożek i statków istnieje od przeszło 50 lat. A więc zarzut, że drapacze chmur powodują trudności komunikacyjne, nie wytrzymuje krytyki, gdyż trudności te istnieją również w niektórych miastach Europy, nieposiadających specjalnie wysokich domów. Rozwiązanie tego problemu jest już zadaniem nie budownictwa żelaznego, ale nowoczesnej urbanistyki.

W Nowym Empire State Building, który ma być wzniesiony w New York City na miejscu starego hotelu Waldorf Astoria przewiduje się 64 wind. Gmach będzie 86 piętrowy, tak, że szczyt wzniesie się ok. 330 m ponad ziemią. Powierzchnia użytkowa parteru wynosi 61×130 m, a 30-sto piętrowa wieża posiada powierzchnię o rozmiarach 40×56 m. Montaż szkieletu stalowego rozpoczęto dnia 1 kwietnia b. r., przewidując jego ukończenie 1 września 1930 r. Datę zupełnego ukończenia wewnątrz ustalono na dzień 1 maja 1931 r. Waga konstrukcji żelaznej wynosi ca. 53.000 t. Największe podpory mają za zadanie przejąć ciężar 4.700 t i wazą 350 kg/m^2 .

Dążenia budowniczych idą obecnie w kierunku osiągnięcia jak największej powierzchni użytkowej. Idealnym rozwiązaniem jest wolnostojący blok, który z 4-ech stron otoczony jest ulicami. Amerykański drapacz chmur jest wynikiem połączenia gospodarczej konieczności z nowoczesną techniką. O ile początkowo rozwiązania architektoniczne nie były bez zarzutu, o tyle dziś architekci amerykańscy potrafią wyzyskać fizyczne własności stali i dać im nową piękną architektonicznie formę.

Można zaobserwować w historii, że styl i architektura każdej epoki są związane i uzależnione od materiału, jakim kraj rozporządza. Monumentalność egipskich budowli oparta była na granicie, Grecja zawdzięcza swój klasyczny styl marmurowi, renesans używał wapiennika, podczas gdy w naszym wieku, epoce funkcjonalizmu i plastycznych brył, żelazo zajęło dominujące stanowisko.