

# CZASOPISMO TECHNICZNE

ORGAN POLSKIEGO TOWARZYSTWA POLITECHNICZNEGO WE LWOWIE.

Rocznik XXXVI.

Lwów, dnia 10 lipca 1918.

Nr. 13 i 14.

TREŚĆ: Dr. M. Matakiewicz: Badania nad związkami między chyżością średnią i powierzchniową w łożyskach rzecznych. (Dokończenie). — Dr. K. Weigel: Zasady przeprowadzania pomiaru krajów z szczególnym uwzględnieniem projektu pomiaru Polski. — Recenzje i krytyki. — Bibliografia. — Sprawy bieżące. — Sprawy Towarzystwa.

## Badania nad związkami między chyżością średnią i powierzchniową w łożyskach rzecznych.

Napisał

Dr. Maksymilian Matakiewicz, prof. Politechniki.

(Dokończenie).

Ustawione formuły należy teraz sprawdzić na szeregu pomiarów hydrometrycznych. Do tego celu nadają się tylko t. zw. pomiary zupełne, t. j. takie, przy których mierzono chyżości w wielu punktach profilu, przytem tylko pomiary w profilach, w których nie było spiętrzenia wody, a więc pomiary z mostów należałoby wykluczyć. Z uwagi na podkreśloną powyżej trudność oznaczenia spadku nadają się do sprawdzenia tylko pomiary o spadku dokładnie oznaczonym.

W r. 1905 wziąłem za podstawę do obrachowania

formuły empirycznej na średnią chyżość profilu, 20 pomiarów hydrometrycznych<sup>1)</sup> szczególnie odpowiadających postawionym warunkom, dla 16 z nich w rocznikach centralnego biura hydrograficznego podany jest stosunek  $\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$ , stosunek zaś  $\frac{V_s}{V_{p \max}}$  można z dat tam podanych obliczyć, spadki i głębokości zawarte tu są w szerokich granicach, dlatego wyniki ustawionych formuł będą interesujące.

Rzeka	Data pomiaru	Miejscowość	$T_s$	$I_{100}$	$\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$ z pomiaru	$\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$ z wzoru	Błąd	$\frac{V_s}{V_{p \max}}$ z pomiaru	$\frac{V_s}{V_{p \max}}$ z wzoru	Błąd
1. Wisła . . . .	2/VII 1902	Zabrzeg . . . .	1,48	0,26	0,865	0,850	-1,7%	0,62	0,643	+ 3,6%
2. " . . . .	10/VI 1902	" . . . .	2,12	0,27	0,938	0,862	-8,6%	0,67	0,654	- 2,4%
3. Wisłoka . . . .	20/IX 1904	Mielec . . . .	0,45	0,41	0,880	0,825	-6,3%	0,75	0,614	-18,0%
4. Raba . . . .	3/VII 1902	Ujście Solne . . . .	0,61	0,47	0,848	0,823	-3,0%	0,71	0,615	-13,4%
5. " . . . .	14/VIII 1903	Książnice . . . .	0,49	0,93	0,817	0,807	+2,1%	0,76	0,600	-21%
6. Bystrzyca Nadwórnianańska	29/V 1903	Jezupol . . . .	1,23	1,01	0,87	0,818	-6%	0,75	0,620	-17,5%
7. San . . . .	3/VI 1903	Postolów . . . .	0,37	1,06	0,79	0,805	+1,3%	0,60	0,603	0%
8. Dunajec . . . .	16/VII 1903	Czorsztyń . . . .	0,90	1,55	0,75	0,808	+7,7%	0,56	0,612	+ 8,9%
9. " . . . .	3 IX 1902	" . . . .	0,67	1,68	0,78	0,805	+3,2%	0,56	0,607	+ 8,4%
10. San . . . .	4/VI 1904	Sanok . . . .	0,40	1,70	0,78	0,800	+2,6%	0,66	0,602	- 8,8%
11. Soła . . . .	20/IV 1902	Czernichów . . . .	0,31	1,72	0,86	0,799	-7,0%	0,66	0,600	- 9,0%

<sup>1)</sup> Próby ustawienia wzorów empirycznych na przepływ wody w korytach naturalnych. (Czasopismo techniczne 1906, również Wochenschrift f. d. öf. Bd. 1905).

Rzeka	Data pomiaru	Miejscowość	$T_s$	$I_{\text{ow}}$	$\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$ z pomiaru	$\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$ z wzoru	Błąd	$\frac{V_s}{V_{p \text{ max}}}$ z pomiaru	$\frac{V_s}{V_{p \text{ max}}}$ z wzoru	Błąd	
12. Dunajec	2/IX 1902	Czorsztyń . . .	1,28	2,30	0,80	0,812	+ 1,5%	0,65	0,618	-4,9%	
13. Raba	25/VI 1903	Stróża . . .	0,87	3,78	(0,71)	0,803	+13,1%	0,56	0,609	+8,7%	
14. Stryj	23/X 1902	Synowódzko Wyżne	0,67	4,69	0,79	0,798	+ 0,1%	0,64	0,605	-5,5%	
15. "	7/VIII 1902	" "	0,39	5,15	(0,96)	0,793	-13,6%	0,65	0,600	-8,3%	
16. "	25/IX 1902	" "	0,27	5,27	0,78	0,791	+ 1,4%	0,51	0,596	+1,5%	
Średnia wartość						0,826	0,812		0,614	0,612	

Otóż co do stosunku  $\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$  okazuje się, że wartości ze wzoru dają odchyłki tak dodatnie jak ujemne, a odchyłki te, pomijając dwa pomiary (13 i 15), w których stosunek ten ma anormalne wartości, leżą w granicach od  $0 - \pm 8\%$ . Na 16 pomiarów otrzymano w 9 wypadkach wartości prawie zupełnie zgodne, o odchyłkach  $0 - \pm 3\%$ .

Co się tyczy stosunku  $\frac{V_s}{V_{p \text{ max}}}$ , to na 16 pomiarów otrzymano w 11 wypadkach wyniki dobre, których różnica zawarta jest w granicach od  $0 - 9\%$ , w 5 jednak wypadkach odchyłki dochodzą do  $+16,5\%$  i  $-18\%$ .

Średnie wartości dla wszystkich pomiarów dają od-

chyłki stosunku  $\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$   $1,7\%$ , stosunku zaś  $\frac{V_s}{V_{p \text{ max}}}$   $5\%$ .

Weźmy inną grupę pomiarów. W dziele „Die Entwicklung der Hydrometrie in der Schweiz“<sup>1)</sup> znajduje się 7 zupełnych pomiarów hydrometrycznych, szczegółowo opisanych, wykonanych na rzekach i kanałach ziemnych, lub o dnie kamiennem, pokrytem warstwą piasku.

Stosunek  $\frac{V'_s}{V_p}$  obliczono tu z wzoru trochę odmiennego, a mianowicie  $\frac{\sum f' V'_s}{\sum f'}$ , gdzie  $f'$  oznacza powierzchnię pionowej krzywej chyżości. Wyniki są następujące:

Miejscowość i łożysko	$T_s$	$I$	$\frac{V_s}{V_p}$ z pomiaru	$\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$ z obliczenia	Błąd	$\frac{V_s}{V_{p \text{ max}}}$ z pomiaru	$\frac{V_s}{V_{p \text{ max}}}$ z obliczenia	Błąd
1. Rheinfelden (kanał)	4,10	0,243	0,885	0,894	+1%	0,785	0,700	-10%
2. " (Ren)	2,69	0,180	0,837	0,886	+5,8%	0,585	0,677	+15,7%
3. Tawer „im Grund“	0,23	1,75	0,769	0,798	0%	0,516	0,598	+15,9%
4. Zehnhäusern (Rodan)	0,74	0,37	0,834	0,832	0%	0,571	0,614	+ 7,5%
5. Wimmis (Simme)	0,57	1,80	0,776	0,803	+4,7%	0,625	0,605	- 3,3%
6. Aarau (kanał)	2,37	0,12	0,911	0,901	-1,1%	0,754	0,690	- 8,1%
7. S. Giovanni Lupatato	2,22	0,057	0,948	0,948	0%	0,788	0,630	- 6,2%
Średnia wartość			0,852	0,866		0,660	0,660	

Otrzymane wyniki są odnośnie do stosunku  $\frac{V'_s}{V_p}$  nadzwyczaj korzystne, w pięciu wypadkach otrzymano wartości zupełnie zgodne, w dwu z odchyłką około  $5\%$ , średnia wartość daje różnicę za ledwie  $1,6\%$ .

Co się tyczy stosunku  $\frac{V_s}{V_{p \text{ max}}}$ , to otrzymano odchyłki naprzemian dodatnie i ujemne, w 5 wypadkach błąd nie przekracza  $10\%$ , w dwu wypadkach jednak dochodzi do  $16\%$ ; średnia wartość wyników z formuły zgadza się ze średnią z pomiarów.

Jeżeli się zważy, że wzięto tu wszystkie pomiary zupełne z powołanej publikacji, dalej, że pomiary te mają bardzo szerokie granice głębokości i spadku, to wyniki otrzymane potwierdzają trafność ustawionych formuł.

W publikacji Harlachera „Messungen in der Donau und Elbe“ znajdują się pomiary, które nadają się do sprawdzenia stosunku  $\frac{V_s}{V_{p \text{ max}}}$ , stosunków  $\frac{V_s}{V_p}$  nie ma tam podanych, ani też z podanych tam dat można ich oznaczyć dla wszystkich pomiarów.

	$I$	$T_s$	$\frac{V_s}{V_{p \text{ max}}}$ z pomiaru	$\frac{V_s}{V_{p \text{ max}}}$ z obliczenia	Błąd
1. Dunaj pod Klosterneuburg	0,50	4,13	0,67	0,685	- 6,4%
2. Kanał Dunaju pod Nussdorf	0,65	3,58	0,66	0,682	+ 3,3%
3. Łaba pod Tetschen <sup>2)</sup>	0,40	1,08	0,58	0,625	+ 7,8%

<sup>1)</sup> Bern 1907. <sup>2)</sup> Spadków pomierzonych nie podano w publikacji, wobec czego oznaczono je tu w przybliżeniu z formuły empirycznej na podstawie danej głębokości i spadku; zamiast średnich głębokości wzięto podane promienie hydrauliczne.

	<i>I</i>	<i>T<sub>s</sub></i>	$\frac{V_s}{V_p \text{ max}}$ z pomiaru	$\frac{V_p}{V_p \text{ max}}$ z obliczenia	Błąd
4. Łąba pod Tetschen . . .	0,10	1,62	0,57	0,680	+19,3 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
5. " " " . . .	0,50	1,09	0,60	0,620	+ 3,3 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
6. " " " . . .	0,50	1,13	0,56	0,624	+11,4 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
7. " " " . . .	0,50	1,36	0,60	0,629	+11,4 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
8. " " " . . .	0,20	1,60	0,53	0,652	+ 4,8 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
9. " " " . . .	0,30	1,86	0,58	0,647	+11,6 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
10. " " " . . .	0,50	1,65	0,65	0,635	— 2,3 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
11. " " " . . .	0,50	1,87	0,68	0,639	— 6,0 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
12. " " " . . .	0,40	2,26	0,72	0,650	— 9,7 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
13. " " " . . .	0,50	2,47	0,74	0,631	—14,8 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
14. " " " . . .	0,25	2,75	0,57	0,669	+17,4 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
15. " " " . . .	0,60	2,51	0,66	0,650	— 1,5 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
16. " " " . . .	0,40	2,86	0,75	0,662	—11,7 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
17. " " " . . .	0,60	4,05	0,78	0,680	—15,4 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
Średnia wartość			<b>0,641</b>	<b>0,650</b>	

Otrzymano tu w 11 wypadkach różnice poniżej 10%, jednak w 6 wypadkach od 11—19,3%; różnice mają naprzemian znaki dodatnie i ujemne, a średni błąd wynosi zaledwie 1,4'.

Wyniki te, jak również i otrzymane poprzednio są charakterystyczne dla tej metody pomiaru. Cały szereg pomiarów wykonanych na tejsamej rzece, tejsamej przestrzeni, a nawet w tym samym profilu daje różne wartości stosunku  $\frac{V_s}{V_p \text{ max}}$ , co stwierdza tylko dobitnie poprzednio wypowiedzianą zasadę nierównomiernego rozkładu spadków w różnych strugach profilu rzeki

Do sprawdzenia stosunku  $\frac{\sum V'_s}{\sum V_p}$  przy znacznie-

szych głębokościach nie weźmiemy pomiarów na Dunaju, których wielką liczbę podają roczniki Centralnego Biura hydrografi znego wiedeńskiego, gdyż te zużytkowane zostały częściowo już poprzednio przy określeniu tego stosunku, natomiast nadają się tu pomiary na Wiśle wykonane w r. 1901. Średnie głębokości nie są tu zbyt wielkie, jednak głębokości w pojedynczych pionowych są znaczne. Zamiast więc sprawdzać stosunki  $\frac{\sum V'_s}{\sum V_p}$ , sprawdzono stosunki  $\frac{V'_s}{V_p}$  dla wszystkich pionowych pomiaru. Pomiary te mają przedewszystkiem wartość z tego powodu że wykonano je nie z mostów, lecz w wolnym profilu.

Pomiary te są następujące:

Miejsce pomiaru	Data	<i>I</i>	<i>T<sub>s</sub></i>	<i>V<sub>s</sub></i>	<i>V<sub>p max</sub></i>	$\frac{V_s}{V_p \text{ max}}$ z pomiaru	$\frac{V_s}{V_p \text{ max}}$ z wzoru	Błąd
1. Niepołomice . . .	19/VI 1901	0,52	2,02	1,020	1,332	1,766	0,642	—16,2 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
2. Popędzyna . . .	20/VI 1901	0,38	1,92	0,938	1,240	0,757	0,644	—15,0 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
3. Borsowa . . .	17/VII 1901	0,45	1,53	0,848	1,252	0,677	0,636	— 6,0 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
4. Pawłów . . .	19/VII 1901	0,16	1,76	0,828	1,120	0,739	0,685	— 7,3 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
5. Ostrówek . . .	20 VII 1901	0,10	2,27	0,660	0,855	0,771	0,695	— 0,9 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
6. Niziny . . .	22/VII 1901	0,41	1,35	0,830	1,310	0,633	0,632	0 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
7. Dąbrowa Wrzawska	24/VII 1901	0,21	1,84	0,621	1,040	0,598	0,656	+ 9,8 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>
8. Witkowice . . .	25/VII 1901	0,35	1,82	0,651	1,100	0,592	0,643	+ 8,6 <sup>o</sup> / <sub>o</sub>

Wszystkie 8 pomiarów obejmują 82 pionowe pomiaru chyżości — jednak uwzględnić można tylko 70, gdyż inne mają za mało punktów i dla tych pionowych oznaczono stosunki  $\frac{V'_s}{V_p}$ . Sprawdzenie formuły przedstawiono w następującym zestawieniu, prócz tego zaś graficznie na rysunku 5. W tym celu zredukowano stosunki  $\frac{V'_s}{V_p}$  otrzymane z pomiarów

przy różnych spadkach, na spadek średni  $I=0,3\text{‰}$  i następnie dopiero zredukowane wartości wkreślono na rysunku, wraz z linią prostą  $\frac{V'_s}{V_p}=0,78+0,015 T_s+0,02$   
 $+ 0,30,7 = 0,827+0,015 T_s$ , odpowiadającą temu związkowi przy spadku  $I=0,3\text{‰}$ .

Pionowa		$\frac{V'_s}{V_p}$		Błąd %	Pionowa		$\frac{V'_s}{V_p}$		Błąd %	Pionowa		$\frac{V'_s}{V_p}$		Błąd %
L.	Głębokość	z pomiaru	z wzoru		L.	Głębokość	z pomiaru	z wzoru		L.	Głębokość	z pomiaru	z wzoru	
1.	2,88	0,896	0,855	— 4,5	6.	2,50	0,839	0,850	+ 1,3	11.	1,80	1,013	0,847	—16,4
2.	2,92	0,784	0,856	+ 9,2	7.	2,30	0,904	0,847	— 5,1	12.	1,84	0,882	0,847	— 4,0
3.	2,58	0,928	0,851	— 8,3	8.	2,34	0,842	0,847	+ 0,6	13.	2,23	0,881	0,852	— 3,3
4.	2,43	0,935	0,849	— 9,2	9.	2,34	0,967	0,847	—13,3	14.	2,14	0,805	0,851	+ 5,7
5.	2,30	0,897	0,846	— 5,7	10.	1,04	0,732	0,823	+13,2	15.	2,10	0,802	0,851	+ 6,1

Pionowa		$\frac{V'_s}{V_p}$		Błąd ‰	Pionowa		$\frac{V'_s}{V_p}$		Błąd ‰	Pionowa		$\frac{V'_s}{V_p}$		Błąd ‰
L.	Głębokość	z pomiaru	z wzoru		L.	Głębokość	z pomiaru	z wzoru		L.	Głębokość	z pomiaru	z wzoru	
16.	2,20	0,744	0,853	+14,6	35.	3,03	0,878	0,900	+ 2,5	53.	2,62	0,835	0,856	+ 2,5
17.	2,14	0,842	0,852	+ 1,2	36.	4,28	0,920	0,918	0,0	54.	2,96	0,971	0,861	-11,3
18.	1,90	0,850	0,852	0,0	37.	3,82	1,013	0,911	-10,0					
19.	1,98	0,786	0,852	+ 8,4	38.	3,60	0,997	0,908	- 8,9	55.	5,50	0,788	0,918	+16,5
20.	0,94	0,815	0,834	+ 2,4	39.	0,56	0,735	0,862	+17,3	56.	5,50	(0,723)	0,918	(+26,9)
21.	2,30	0,827	0,850	+ 2,8	40.	1,48	0,822	0,902	+ 9,8	57.	4,08	0,779	0,896	+15,0
22.	2,10	0,819	0,848	+ 3,5	41.	2,10	0,887	0,911	+ 2,7	58.	1,40	0,781	0,857	+ 9,7
23.	2,10	0,917	0,848	- 7,5	42.	2,20	0,966	0,913	- 5,5	59.	1,30	0,940	0,856	- 9,0
24.	2,14	0,788	0,848	+ 7,6	43.	2,26	0,771	0,914	+18,6	60.	2,30	0,820	0,861	+ 5,0
25.	2,24	0,801	0,849	+ 6,0	44.	2,34	0,840	0,915	+ 8,9	61.	2,06	0,733	0,888	+21,1
26.	2,18	0,751	0,849	+13,1	45.	2,48	0,846	0,917	+ 8,4	62.	0,80	1,000	0,848	-15,2
27.	2,06	0,939	0,847	- 9,8	46.	2,78	0,890	0,922	+ 3,6	63.	1,20	0,737	0,854	+15,3
28.	1,76	0,946	0,842	-11,0	47.	2,90	(0,730)	0,923	(+26,4)	64.	3,12	0,827	0,854	+ 3,3
29.	1,16	0,830	0,833	0,0	48.	0,48	0,894	0,824	- 8,0	65.	5,15	0,918	0,900	- 1,9
30.	0,94	0,923	0,830	-10,3	49.	1,86	0,840	0,845	+ 0,6	66.	4,22	0,885	0,885	0,0
31.	1,10	0,808	0,833	+ 3,1	50.	1,66	0,768	0,842	+ 9,6	67.	4,06	0,918	0,882	- 3,9
32.	0,80	0,828	0,866	+ 4,6	51.	1,48	0,843	0,839	- 0,5	68.	0,86	0,867	0,834	- 3,8
33.	1,06	0,869	0,870	0,0	52.	1,80	0,865	0,844	- 2,5	69.	0,86	0,917	0,834	- 8,8
34.	1,96	0,839	0,883	+ 5,2						70.	0,64	0,922	0,831	- 9,9

Średnia wartość ze wszystkich pomiarów  $\frac{V'_s}{V_p} = 0,856$ , z wzoru  $\frac{V'_s}{V_p} = 0,865$ . Różnica + 1,0‰.

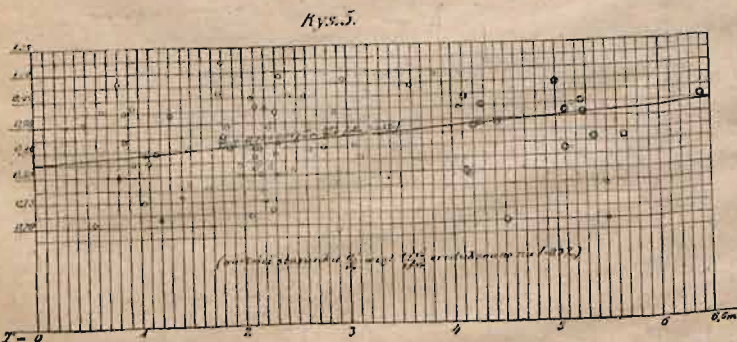
Ponieważ poprzednio (rys. 3) uwzględniono tylko pomiary w profilach o średniej głębokości  $T_s < 4 m$ , należy sprawdzić formułę dla profilów o średniej głębokości  $T_s > 4 m$ . W tym celu wzięto

pod uwagę pomiary na Dunaju wykonane w profilu wolnym przy dużych głębokościach, zawarte w rocznikach Centralnego Biura hydrograficznego za lata 1898—1911. Pomiary te są:

	$T_s$	$I_{0,05}$	$\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$ z pomiaru	$\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$ ze wzoru	$\frac{V_s}{V_{p \max}}$ z pomiaru	$\frac{V_s}{V_{p \max}}$ ze wzoru
1. Stein . . . . . 15/VI 1898	5,00	1,30	0,912	0,870	0,79	0,695
2. " . . . . . 18/V 1900	4,42	0,52	0,87	0,877	0,75	0,690
3. " . . . . . 26/VI "	5,28	0,58	0,88	0,890	0,79	0,706
4. " . . . . . 18/VI 1904	4,27	0,39	0,917	0,884	0,75	0,690
5. Engelhartzell. 17/IX "	4,52	0,21	{0,717	{0,903	{0,58	{0,710
6. " . . . . . 20/IX "	4,15	0,29	{0,791	{0,890	{0,595	{0,693
7. " . . . . . 5/IX "	4,13	0,415	{0,809	{0,878	{0,74	{0,688
8. Mauthausen . . . 27/V 1905	4,20	0,61	0,863	0,873	0,70	0,684
9. Stein . . . . . 9/V "	5,25	0,45	0,913	0,895	0,76	0,708
10. " . . . . . 19/VI "	4,11	0,365	0,923	0,884	0,69	0,689
11. " . . . . . 25/VI 1906	5,39	0,400	0,853	0,900	0,73	0,713
12. Engelhartzell. 13/V 1907	5,09	0,54	0,887	0,886	0,59	0,703
13. Linz . . . . . 2/VII "	5,10	0,50	{0,809	{0,888	{0,66	{0,704
14. Stein . . . . . 25 IV "	6,40	0,48	0,95	0,911	0,71	0,730
15. Linz . . . . . 15/V 1908	5,66	0,57	0,83	0,897	0,70	0,713
Średnio			0,891 <sup>1)</sup>	0,888	0,703 <sup>2)</sup>	0,701 <sup>2)</sup>

Obie grupy pomiarów (stosunek  $\frac{V'_s}{V_p}$  dla Wisły

i stosunek  $\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$  dla Dunaju) naniesiono na rys. 5, odróżniając pomiary na Dunaju kółkami podwójnymi.



Z wykresu tego widać, że spostrzeżenia rozkładają się równomiernie po obu stronach prostej podającej stosunek  $\frac{V'_s}{V_p}$ , względnie  $\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$ , przyczem szczególnie dobrze grupują się koło tej linii pomiary wykonane przy bardzo dużych głębokościach na

<sup>1)</sup> Z wyłączeniem anormalnych wartości 5, 6, 7 i 13; różnica wartości z pomiaru i obliczonych ze wzoru wynosi zaledwie 0,003 tj. 0,35‰.

<sup>2)</sup> Wartości zupełnie zgodne.

Dunaju (aż do  $T_s=6,4 m$ ), z wyjątkiem 3 pomiarów o wynikach anormalnych.

Z przeprowadzonych obliczeń wynika, że ustalone formuły mogą być stosowane przy spadkach zawartych w szerokich granicach od  $I=0,00005-I=0,006$ , oraz przy głębokościach od bardzo małych, aż do bardzo znacznych. Jeżeli chodzi o ocenę dokładności omawianej metody pomiaru, to zasadniczo odróżnić trzeba: a) oznaczanie objętości na podstawie stosunku  $\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$  i b) na podstawie stosunku  $\frac{V_s}{V_{p \max}}$ .

W pierwszym wypadku formuła:

$$\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p} = 0,78 + 0,015 T_s + \frac{0,02}{I_{0,00}^{0,7}}$$

daje odchyłki stosunkowo nieznaczne, zawarte normalnie w granicach 0–5%, wyjątkowo dochodzące do 10% i to prawdopodobnie tylko przy pomiarach wykonanych w nienormalnych warunkach, oraz tam, gdzie zachodzi wątpliwość co do określenia spadku w miejscu pomiaru.

Dokładność tej metody będzie zatem zupełnie wystarczającą w celach praktycznych i w korzystnych warunkach nie wiele ustępuje dokładności pomiaru młynkiem hydrometrycznym. Jak wynika z doświadczeń wykonanych w Szwajcaryi błędy pomiarów młynkiem dochodzą do 5% zwłaszcza w przypadku o małej chyżości – tylko przy użyciu młynków bardzo czułych i precyzyjnie wykonanych, można osiągnąć znaczną dokładność<sup>1)</sup>.

W drugim wypadku, t. j. jeżeli się oznacza objętość, względnie średnią chyżość profilu, ze stosunku:

$$\frac{V_s}{V_{\max}} = 0,59 + 0,02 T_s + \frac{0,006}{I_{0,00}}$$

spodziewany błąd będzie większy, a to w granicach 0–10%, wyjątkowo nawet przy pomiarach anormalnych do 20%. Dokładność zatem tej metody stoi znacznie w tyle poza dokładnością pierwszej, co jest zresztą zupełnie zrozumiałe, gdyż opiera się ona na spostrzeżeniu chyżości tylko w jednym punkcie

<sup>1)</sup> Patrz referat autora w *Czasopiśmie technicznym* lwowskim nr. 1 – 1918.

profilu, mianowicie w nurcie, a wartość stosunku  $\frac{V_s}{V_{p \max}}$  waha w szerokich granicach skutkiem nierównomiernego rozkładu spadku podłużnego w różnych strugach wody. Wobec tego metoda ta stosowana może być tylko w wypadkach, gdzie chodzi o wynik przybliżony, lub gdy przeprowadzenie dokładniejszego pomiaru nie jest możliwe.

Z powyższego wynika również, że stosunek  $\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$  podlega znacznie mniejszym wahaniom jak stosunek  $\frac{V'_s}{V_p}$  (dla poszczególnych pionowych), gdyż w tym ostatnim tkwi niepewność obserwacji chyżości tylko w jednym punkcie, podobnie jak w stosunku  $\frac{V_s}{V_{p \max}}$ .

Wzory tego rodzaju dają jednak dobre wyniki tylko w profilu wolnym, możliwie regularnym, w regularnej przestrzeni rzeki; stosować je można dla profilu mostowego tylko wtedy, jeżeli niema żadnego spiętrzenia. Jeżeli most spiętrza wodę, to ze wzrostem spiętrzenia wzrasta także wartość stosunku  $\frac{V'_s}{V_p}$ , oraz  $\frac{\sum f V'_s}{\sum f V_p}$  nawet powyżej jedności.

Wobec dawnych formuł posiadają wprowadzone formuły tę wyższość, że uwzględniają spadek – jest to jednak powodem pewnej trudności w użyciu, gdyż trzeba ten spadek rzeczywiście pomierzyć. Jednak oznaczenie niwelacyjne spadku lokalnego, z dokładnością odpowiadającą temu celowi nie sprawia trudności. W wypadkach, gdzie nie ma się do dyspozycji instrumentu niwelacyjnego można spadek oznaczyć drogą pośrednią, ze wzorów empirycznych wyrażających związek chyżości, głębokości i spadku<sup>1)</sup>, a nawet przez przybliżone ocenienie<sup>2)</sup>.

We Lwowie, 4 kwietnia 1918 r.

<sup>1)</sup> Nadaje się tu dobrze tabela chyżości podana przez autora w *Czasopiśmie technicznym* lwowskim 1910 i *Ztschr. f. Gewässerkunde* 1910.

<sup>2)</sup> Na str. 126, w kolumnie II, przedostatnim wierszu ma być zamiast  $I_{0,00}^{0,07} - I_{0,00}^{0,7}$ .

## Zasady przeprowadzenia pomiaru krajów z szczególnem uwzględnieniem pomiaru Polski.

Napisał

Dr. Kasper Weigel, prof. miernictwa Politechniki lwowskiej.

### Wstęp.

Konieczności przeprowadzenia pomiaru kraju tworzącego jednolite państwo nie potrzeba chyba w dzisiejszych czasach udowadniać. Potrzebę przeprowadzania tego rodzaju pomiarów rozumiały już ludy zamieszkujące większe państwa w starożytności.

W dzisiejszych czasach nie da się też pomyśleć państwo cywilizowane, którego kraj nie byłby dokładnie zmierzony i któreby nie posiadało, jako wynik owego pomiaru, kart służących celom bądź to naukowym, bądź to praktycznym.

Prócz kart geograficznych rysowanych zazwyczaj w podziałkach mniejszych jak 1:500 000, które służą więcej celom naukowym, posiada dziś prawie

każde cywilizowane państwo topograficzne karty pogładowe o skalach od 1:500 000 do 1:200 000, topograficzne karty szczegółowe o skalach od 1:200 000 do 1:10 000, a wreszcie plany o skalach od 1:10 000 do 1:500.

Karty topograficzne potrzebne są z reguły dla ochrony granic państwa i w ogóle dla celów wojskowych, używa się ich jednak również często dla celów technicznych (wstępne trasowanie arterij komunikacyjnych), lub dla celów gospodarki państwowej.

Między planami zajmują wybitne miejsce t. zw. plany katastralne, sporządzone dla wymiaru podatków, zawierające granice poszczególnych parcel, a to ze względu na to, że plany te obejmują całe państwo

i są odniesione do jednego lub więcej układów stojących ze sobą w ścisłym związku. Podziałka tych planów jest zazwyczaj 1:2500 (1:2880) względnie 1:1250 (1:1440) i 1:625 (1:720).

W Anglii istnieją prócz planów katastralnych także i plany dla celów gospodarki państwowej w skali 1:2500.

Dla sporządzenia kart względnie planów należy przeprowadzić poprzednio pomiar kraju z zastosowaniem dziś ogólnie w miernictwie przyjętej zasady t. j. kolejnego przechodzenia z pomiarów wielkich do coraz to mniejszych.

Celem niniejszego referatu jest omówienie prac przy pomiarze Polski.

Aby się wywiązać z tego zadania, podzieliłem referat na dwie części. W pierwszej części będę się starał zaznajomić czytelników z czynnościami i tokiem postępowania przy pomiarze krajów w ogóle, w drugiej podam projekt pomiaru ziem polskich.

### Część pierwsza.

#### Pomiar kraju.

Przy pomiarze kraju należy omówić po kolei następujące czynności:

- I. Pomiary astronomiczne,
- II. Tryangulację I-go, II-go i III-go rzędu,
- III. Pomiary wysokościowe,
- IV. Zdjęcia topograficzne,
- V. Kartografię,

a ze względu na wykonanie planów katastralnych jeszcze:

- VI. Dalszą tryangulację III-go i tryangulację IV-go rzędu,
- VII. Pomiary katastralne i ich kartowanie.

#### I. Pomiary astronomiczne.

Podstawę pomiaru kraju stanowi sieć trójkątów mniej więcej równobocznych o bokach zwyż 20000 m (patrz II. Tryang.)

Sieć tę nazywamy siecią tryangulacyjną I-rzędną w odróżnieniu od sieci tr. II-go, III-cio- i IV-rzędnej, o których będzie mowa w odnośnych rozdziałach.

Aby mógł ustalić położenie sieci I-rzędnej na powierzchni ziemi należy wyznaczyć spórzędne geograficzne przynajmniej jednego punktu  $P_1$  sieci I-rzędnej, jakoteż kąt, jaki zawiera dowolny bok sieci wychodzący z punktu  $P_1$  z południkiem przechodzącym przez punkt  $P_1$ , czyli azymut tego boku sieci.

Do wyznaczenia tych wielkości potrzebne są pewne pomiary astronomiczne, które najdokładniej i najłatwiej wykonać można z obserwatorium astronomicznego.

Na pomiary te składają się:

- a) Wyznaczenie czasu miejscowego dla punktu  $P_1$  (miejsca obserwacji), t. zn. poprawki zegaru użytego przy obserwacji,
- b) Wyznaczenie długości geograficznej punktu  $P_1$  (m. obs.),
- c) Wyznaczenie szerokości geograficznej punktu  $P_1$  (m. obs.), i
- d) Wyznaczenie azymutu  $P_1 - P_2$  (boku sieci tryang. I-rzędnej).

Przy omawianiu punktów ad a) do d) będę się ograniczał do metod leżących w zakresie inżyniera mierniczego.

a) Poprawkę zegaru wyznacza się zazwyczaj na podstawie pomiaru odległości zenitalnych w pobliżu pierwszego wertykału, lub z obserwacji momentu przejścia jakiejś gwiazdy o znanej rektascenzji przez południk, przy równoczesnym pomiarze odległości zenitalnych tejsamej gwiazdy.

Drugi sposób wymagający większego nakładu pracy jak pierwszy, uważam za stosowniejszy dla geodety, a to tembardziej, że jest on niezależny od znajomości położenia miejsca obserwacji i deklinacji gwiazdy, a przytem wolny od błędów instrumentalnych.

b) Długość geograficzną wyznacza się zazwyczaj jedną z dwu następujących metod:

- a) przez porównanie czasów dwu miejscowości przy pomocy niebieskich lub ziemskich sygnałów,
- β) przez porównanie czasów dwu miejscowości przy pomocy chromometrów.

c) Szerokość geograficzną można wyznaczyć najdogodniej:

- a) z południowych wysokości słońca,
- β) z odległości zenitalnych gwiazdy polarnej (a *Ursae minoris*).

d) Dla pomiaru azymutu, t. j. kąta poziomego między południkiem a jakimś objektem ziemskim, wyznacza się kierunek południka, bądź to:

- a) z korespondujących wysokości słońca, bądź też
- β) z obserwacji jakiejś jasnej bliskobiegunowej gwiazdy w znanych chwilach czasu miejscowego (najlepiej w pobliżu największej dygresji).

Przyrządy potrzebne do uskutecznienia powyższej wymienionych pomiarów astronomicznych znajdują się na każdym obserwatorium astronomicznym w lepszej lub gorszej jakości. W razie, gdyby wypadło wykonać te pomiary na jednym z wierzchołków sieci I-rzędnej w polu, obserwator powinien zaopatrzyć się w następujące przyrządy:

1. uniwersalny przyrząd mikroskopowy (ze śrubami nikrometrycznymi), dający odczyty przynajmniej na t. zw. podwójne sekundy, przystosowany do obserwacji astronomicznych,
2. przyrząd do mierzenia ciśnienia powietrza na podstawie temperatury wrzenia wody,
3. aneroid,
4. termometr wirujący,
5. dwa większe chronometry, idące wedle czasu gwiazdowego,
6. dwa chronometry kieszonkowe, jeden idący wedle czasu gwiazdowego, drugi wedle średniego,
7. protokoły, efemerydy, karty północnej i południowej półkuli niebieskiej itp. środki pomocnicze.

#### II. Tryangulacja I-go, II-go i częściowa III-go rzędu.

Podstawą zdjęcia kraju jest sieć trójkątów mniej więcej równobocznych. Zazwyczaj rozróżniamy sieci I-go, II-go, III-go i IV-go rzędu zależnie od długości boków poszczególnych trójkątów. I tak:

sieci tr. o bokach zwyż 20000 m	są sieciami I-rzędnymi
" " " " między 20000 m a 10000 m	są sieciami II-rzędnymi,
" " " " między 10000 m a 3000 m	" " III-rzędnymi, a
" " " " mniejszych niż 3000 m	" " IV-rzędnymi.

Dla zdjęć topograficznych wystarczają sieci I-o, II-o i III-rzędne, dla sporządzenia planów kata-

stralnych musimy posiadać sieć III-rzędą uzupełnioną i prócz tego założoną sieć IV-rzędą.

Długość przynajmniej jednego boku sieci I-szo rzędnej musi być zmierzona względnie skądinąd znaną, aby móc obliczyć wzajemne położenie punktów wierzchołkowych trójkątów, a prócz owej długości, rozumie się, muszą być zmierzone wszystkie kąty w trójkątach.

Aby otrzymać długość jednego boku sieci I-rzędnej, bez mierzenia długości wynoszącej najmniej 200 m, zastosowano w praktyce t. zw. sieci podstawowe czyli „sieci do powiększenia bazy“, które przechodzą od mniejszej przez nas zmierzonej długości zwanej podstawą (bazą) przez odpowiedniego kształtu trójkąty do boku sieci I-rzędnej.

Tryangulacja rozpada się na 3 części:

- a) Podstawa i siatka podstawowa,
- b) Tryangulacja I-go rzędu,
- c) „ II-go i III-go rzędu.

a) Podstawa i siatka podstawowa.

Czynności, jakie tu omówić należy są:

- a) wybór i pomiar podstawy,
- β) założenie i pomiar sieci podstawowej,
- γ) wyrównanie sieci podstawowej.

Ad a) Jako podstawę obieramy prostą, o ile możności poziomą i nie nastrojącą przy pomiarze poważniejszych trudności. Długość podstawy wynosi ze względu na wielkie koszty pomiaru około 5 km.

Pomiar następuje albo metodą stosującą przy pomiarze sztywne łąty, np. metodą Bessla, Ibaneza i innych, lub w nowszych czasach wygodniej, prędzej i taniej metodą Jäderina t. j. drutami inwariowymi.

Długość podstawy należy zredukować na ten poziom, jaki został przyjęty jako „powierzchnia odniesienia“ dla całego pomiaru kraju. W krajach nizinnych bywa to poziom morza; w wysoko położonych obiera się często jakiś poziom wyższy.

Ad β) Z podstawy przechodzi się trójkątami tworzącymi sieć o ogólnym kształcie rombówym do boku sieci I-rzędnej.

Kąty sieci podstawowej mierzy się mikroskopowym teodolitem sekundowym o średnicy limbusu stosunkowo dość znacznej np. 27 cm w kilkunastu względnie kilku seryjach, zależnie od wpływu, jaki owe kąty na ostateczny wynik t. j. na długość boku sieci I-rzędnej wywierają. Największa ilość seryj wynosi przy najdokładniejszych pomiarach 24.

W punktach, do których się celuje, ustawiamy heliometry.

Są to przyrządy, przy pomocy których można przesyłać wiązkę równoległą (a przeto nie ulegającą osłabieniu z kwadratem odległości) promieni słonecznych z celu do stanowiska obserwatora, a tem samem umożliwić mu dobre nastawienie teodolitu na sygnał; równocześnie można uzyskać z obserwatorem porozumienie optyczne.

Ad γ) W siatce podstawowej wyrównujemy mierzone kąty metodą spostrzeżeń zawarunkowanych, co do podstawy zaś przyjmujemy, że jest bezbłądną.

b) Tryangulacja I-go rzędu.

Punkty sieci I-rzędnej mogą być trojakiemu rodzaju; i tak: tworzą one albo łańcuchy trójkątów, lub wypełniają puste miejsca nie objęte tryangulacją między łańcuchami i tworzą wtedy siatki wypełnia-

jące, lub w najprostszym przypadku punkta wypełniające.

Przed założeniem sieci należy bezwarunkowo obejść i dokładnie zbadać teren pomiaru (rekonesans).

Podczas rekonesansu wykonywa się wykresną (graficzną) tryangulację przy pomocy stołu mierniczego względnie szkicowego, tak że po dokonanych rekonesansie posiadamy kartę, na której mamy w przybliżeniu naniesioną całą sieć I-go rzędu.

Naturalnie, że rekonesans i powstała w ten sposób karta mogą dotyczyć równocześnie i punktów sieci II-go i III-rzędnej.

Prócz sytuacji poszczególnych punktów należy wyznaczyć także w przybliżeniu ich wysokość i przekrój terenu wzdłuż celowych siatki, aby móc sobie zdać sprawę, jak wysokich sygnałów trzeba będzie użyć do tryangulacji.

Sygnały te dochodzące czasem do wysokości 50 m są to zazwyczaj drewniane słupy kratowe u dołu odpowiednio wzmocnione. Mniej więcej w połowie słupa znajduje się stanowisko obserwatora, podczas gdy stanowisko heliometru i pomocnika leży prawie u samego szczytu sygnału.

Punkty tryangulacyjne I-go rzędu są bez wyjątku stanowiskami teodolitu, na których należy wykonać pomiary katowe.

Nasamprzód omówmy pomiary dotyczące łańcuchów trójkątów, a następnie zajmijmy się sieciami wypełniającymi.

a) Łańcuchy trójkątów.

Prace przy pomiarze łańcuchów trójkątów dzieli się na:

1. Pomiar kątów i wyrównanie stacyjne.

2. Wyrównanie łańcuchów tr. i obliczenie spólrzędnych wierzchołków trójkątów.

Ad 1. Pomiar kątów przeprowadza się wyłącznie jako pomiar kątów we wszystkich kombinacjach (metoda Schreibera).

Ilość seryj dobiera się stosownie do ilości kombinacji kątów (zależnie od ilości celowych) tak, aby waga wyrównanego kąta wynosiła na każdej stacyi około 24.

Wyrównania stacyjne przeprowadza się przy pomocy metody najmn. kwadratów (sposób Schreibera) dla każdej stacyi osobno.

Ad 2. Zazwyczaj nie jest nowa sieć tryang. I-go rzędu bez łączności z dawniejszemi, który to moment należy uwzględnić przy wyrównaniu łańcucha trójkątów.

Wszystkie boki głównego łańcucha trójkątów tworzącego niejako wieniec dookoła kraju bądź mierzone, bądź wspólne z bokami sieci I-rzędnych krajów sąsiadnych należy uwzględnić przy wyrównaniu. Mamy zatem do uwzględnienia warunki katowe i boczne, które to ostatnie komplikują nieco swymi współczynnikami wyrównanie.

Przy ustawianiu warunków katowych należy pamiętać, że suma kątów w trójkącie ma wynosić 180° więcej przepełnienie sferyczne.

W praktyce przeprowadza się nasamprzód wyrównanie wewnętrzne t. j. bez uwzględnienia długości boków i wielkości kątów wyrównanych sieci sąsiednich, a później po obliczeniu przybliżonych współrzędnych uwzględnia się przy drugim wyrównaniu, zewnętrznem przymus nawiązania.

Dla uzupełnienia należy dodać, że drugie wy-

równanie przeprowadzamy w układzie prostokątnych spólrzędnych na płaszczyźnie.

Przemianę spólrzędnych z geograficznych i sferoidalnych na płaszczyznowe dokonuje się najczęściej przy pomocy podwójnego odwzorowania wiernokątowego.

Odwzorowanie to należy do odwzorowań równowartych (konform).

Czynności, które trzeba wykonać dla ustalenia wierzchołkowych punktów łańcucha trójkątów byłyby zatem następujące:

- A) Pomiar kątów we wszystkich kombinacjach.
- B) Wyrównanie stacyjne.
- C) Zestawienie kątów w poszczególnych trójkątach.
- D) Obliczenie potrzebnych przepelnień sferycznych.
- E) Ustawienie równań błędów.
- F) Pierwsze (wewnętrzne) wyrównanie bez uwzględnienia przymusu nawiazania.
- G) Obliczenie boków trójkątów.
- H) Obliczenie przybliżonych płaskich spólrzędnych.
- I) Drugie zewnętrzne wyrównanie z uwzględnieniem przymusu nawiazania.
- K) Obliczenie wyrównanych spólrzędnych płaskich.
- L) Obliczenie spólrzędnych biegunowych.
- M) " " geograficznych.
- N) Zestawienie wyników pomiarów dla każdego punktu.
- O) Wykaz spólrzędnych.

### β) Siatki wypełniające.

Siatki wypełniające wyrównuje się obecnie metodą spostrzeżeń pośredniczących. To samo dotyczy poszczególnych punktów I rzędu wyznaczonych skombinowanym weinaniem. Wyrównanie przeprowadza się także na płaszczyźnie po przemianie spólrzędnych i kierunków sferoidalnych na prostokątne spólrzędne i kierunki na płaszczyźnie, jak to miało miejsce przy łańcuchach trójkątów.

### c) Tryangulacja II-go i III-go rzędu.

Przed uskutecznieniem tryangulacji uskutecznia się również rekonesans i przeprowadza pobieżne pomiary, jak to było omówione przy sieciach I-go rzędu. Zazwyczaj łączy się oba te rekonesanse razem uzyskując w ten sposób uproszczenie roboty.

Ponieważ punkty II-go i III-go rzędu nie muszą być stanowiskami przyrządu, korzysta się przy obiorze tych punktów z wysokich wież kościelnych i innych istniejących wyniosłych punktów. Naturalnie, że większość tych punktów trzeba będzie podobnie jak dla sieci I-rzędnej zbudować w kształcie drewnianych słupów kratowych, tylko — ze względu na krótsze celowe — znacznie niższych.

Tak spostrzeżenie jak i wyrównanie będą się odnosiły nie do kątów, lecz do kierunków.

Praca przy wyrównaniu będzie prawie zupełnie taka sama jak przy siatkach wypełniających, z tą tylko różnicą, że żądana dokładność rachunkowa może być nieco mniejszą.

Także i teodolity użyte do tryangulacji II-go rzędu mogą mieć mniejszą średnicę np. 21 cm, dokładność odczytu może wynosić  $\pm 2''$ .

Przy tryangulacji III-go rzędu można posługiwać się przyrządami uniwersalnymi dającymi odczyt dokładny na  $\pm 2''$  do  $\pm 5''$ , którymi będzie można wykonywać równocześnie pomiary potrzebnych kątów pionowych.

### III. Pomiary wysokościowe.

Celem pomiarów wysokościowych jest uzyskanie wysokości nad poziom morza szeregu punktów.

Punkta te rozrzucone w znacznej liczbie na obszarze całego kraju tworzą podstawę dla wszelkich późniejszych zdjęć wysokościowych.

Pomiary wysokościowe wykonywa się zazwyczaj trzema metodami, a to przy pomocy:

- a) niwelacji ściślej,
- b) trygonometrycznego pomiaru wysokości,
- c) barometrycznego " "

#### a) Niwelacja ściśła.

Wysokości w jednym kraju muszą się odnosić do jednego i tego samego poziomu porównawczego, a jako taki przyjmuje się długoletnimi spostrzeżeniami wyznaczony średni stan poziomu najbliższego morza.

Mając już ustalony poziom porównawczy zakłada się w całym kraju szereg punktów tworzących ciągi niwelacyjne, które łączy się następnie w sieci niwelacyjne.

Sieci te mogą być podobnie jak przy tryangulacji: I-rzędne, II-rzędne itd., a to zależnie od stałości punktów i od dokładności wyznaczenia ich wysokości

Z wyjątkiem punktów bardzo wysokich i o trudnym dostępie wyznacza się wysokości wszystkich punktów sieci przy pomocy niwelacji ściślej.

Do ściślej niwelacji używamy przyrządów niwelacyjnych będących równocześnie odległownicami, których lunety mają powiększenie ponad 30, a przeżagi libel wahają od 3''—8'' i specjalnych łat mierniczych o podwójnym podziale centymetrowym.

W każdym większym państwie istnieją przepisy co do przeprowadzenia ściślej niwelacji.

Ogólnie możemy powiedzieć o postępowaniu przy niwelacji ściślej:

a) Spady, jakie otrzymuje się za pomocą niwelacji ściślej są spadami ortometrycznymi, nie dynamicznymi.

β) Ponieważ przy pomocy przyrządów niwelacyjnych uzyskujemy poziomy pozorne zamiast geodezyjnych, nie powinny celowe (odległości łaty od przyrządu) przekraczać 50 m i nie różnić się zbyt od siebie co do długości.

Ze jednak, postępując w ten sposób, obwodzimy tylko poziomy geodezyjne. zamiast trzymać się ich ściśle, należy wyniki uzupełniać przez uwzględnienie poprawki ortometrycznej.

γ) Dla uzyskania większej dokładności dokonuje się odczytów wszystkich trzech poziomych nitek siatki przy ustawieniu osi celowej (środkowej) w przybliżeniu do poziomu, a dokładnie na środek pola centymetrowego podziału łaty. Odczyty dokonane przy pomocy skrajnych nitek redukuje się na środkową, a następnie przy pomocy kąta odczytanego na libeli i odległości przyrządu od łaty na poziom. Tę ostatnią redukcję wykonywa się tablicami obrachowanymi poprzednio dla każdego przyrządu.



δ) Czynności opisane pod γ) należy wykonać najmniej w dwu położeniach lunety (czasem w czterech), a to celem usunięcia wpływu błędów instrumentalnych.

Siatki niwelacyjne wyrównywa się metodą wyrówn. spostrzeżeń pośredniczących lub zawarunkowanych, zależnie od tego, która metoda następuje mniej roboty.

Dokładność pomiarów uskuteczniionych niwelacją ścisłą określamy błędem wysokości na 1 km długości. Przy najdokładniejszych pomiarach wynosi ów błąd zaledwie 1 m/m na 1 km, zupełnie jednak wystarczy, jeśli błąd ów nie przekroczy 5 m/m na km.

#### b) Trygonometryczny pomiar wysokości.

Wysokości punktów niedostępnych, a także i bardzo wysokich wyznacza się trygonometrycznie. Główną czynnością jest w tym wypadku pomiar kąta pionowego. Mając daną odległość sygnału od przyrządu — w tym wypadku uniwersalnego — i kąt pionowy zawarty między poziomem pozornym przyrządu i sygnałem, otrzymujemy uwzględniając zakrzywienie ziemi i refrakcję ziemską wysokość sygnału ponad poziom przyrządu.

Przy pomiarze nawiązujemy się z jednego stanowiska do kilku punktów stałych wyznaczonych niwelacją ścisłą i wykonywamy pomiar do kilku nowych punktów.

Wyrównanie uskutecznia się metodą spostrzeżeń pośredniczących przy użyciu wag zależnych od odległości między punktami stałymi a nowymi (t. zw. przekątnie wysokościowe).

Zauważyć należy, że długość takiej przekątnej nie powinna przekraczać 10 km.

Średni błąd, jakiego możemy się spodziewać po wyrównaniu wysokości przy przekątnej 10 km długiej nie powinien przekraczać 30 cm; z reguły będzie on jednak znacznie mniejszy.

#### c) Barometryczny pomiar wysokości.

Jeśli nie zależy nam na dokładnem wyznaczeniu wysokości pewnych punktów, jak to ma miejsce np. przy rekonesansie, posługujemy się dla jej wyznaczenia pomiarem barometrycznym.

Pomiar ten uskutecznia się jednym z trzech wymienionych przyrządów:

- a) przyrządem do mierzenia ciśnienia powietrza przy pomocy temperatury wrzenia wody,
- β) barometrem rtęciowym,
- γ) aneroidem.

Pierwszy i ostatni z tych przyrządów, a szczególnie ostatni nadają się do obserwacji w polu, podczas gdy drugi z nich, barometr rtęciowy może być użyty tylko jako przyrząd stacyjny.

Mając daną wysokość stacji (stanowiska barometru rtęciowego, lub ewentualnie aneroidu) wyznaczamy równocześnie ciśnienie powietrza na stacji barometrem rt., a na nowych punktach ważniejszych przyrządem określonym pod a), na mniej ważnych aneroidem.

Ciśnienie odczytane na barometrze rtęciowym musi być poprawione, a to ze względu na to, że jako normalne ciśnienie przyjmujemy ciśnienie równoważące słup rtęci 760 m/m wysoki przy temperaturze 0° C. w poziomie morza dla szerokości geograficznej  $\varphi = 45^\circ$ .

\*Prócz tej redukcji muszą być jeszcze uwzględnione inne poprawki związane z przyrządem.

Poprawki, jakie należy uwzględnić przy pomiarze barometrem rtęciowym są zatem następujące:

1. Poprawka ze względu na temperaturę rtęci,
2. " " " " " podziaki,
3. " " " " " działanie sił wiskowatych,
4. Poprawka ze względu na siłę ciężkości,
5. " " " " " niezupełną próżnię powyżej słupa rtęci,
6. Poprawka stała (z powodu niedokładnego osadzenia podziaki).

Poprawki te bierze się z tablic lub odpowiednich diagramów (wykresów).

Odczyty na aneroidzie muszą być także poprawione; ponieważ dokładność aneroidów jest mniejsza od barometrów rtęciowych uwzględniamy przy nich tylko trzy poprawki:

1. Poprawkę stałą,
2. " ze względu na temperaturę,
3. " " " " " posuwanie się wskazówki.

W praktyce wykonywamy pomiary bar. trzema sposobami:

A) Aneroidem pomiędzy dwoma punktami o znanych wysokościach.

B) Barometrem stac. i aneroidem, gdy nie ma drugiego punktu stałego.

C) Przyrządem do mierzenia ciśnienia przy pomocy temperatury wrzącej wody, gdy chodzi o założenie nowych punktów stałych.

Ad A) Mając między dwoma punktami o znanych wysokościach wyznaczyć wysokości szeregu punktów, mierzymy na wszystkich punktach ciśnienie aneroidem przy równoczesnem stwierdzeniu czasu obserwacji.

Odchyłkę wysokości otrzymaną przy ostatnim (stałym) punkcie rozdzielamy proporcjonalnie do różnicy czasów obserwacji na wysokości poszczególnych punktów.

Ad B) Pomiar wykonujemy podobnie jak poprzedni z tą różnicą, że drugi obserwator bada stan barometru w pewnych odstępach czasu, tak, że po zastosowaniu interpolacji znany jest stan barometru stacyjnego w dowolnym czasie obserwacji.

Choć zatem nie ma drugiego punktu stałego (o znanej wysokości), możemy porównując odczyty na barometrze i aneroidzie, otrzymać różnicę wysokości między stacją, a poszczególnymi punktami. Porównanie barometru i aneroidu na początku i końcu pomiaru daje nam doskonałą kontrolę, czy nie zaszły w aneroidzie jakie nieprzewidziane zmiany podczas pomiaru. Zamiast barometru można użyć także sprawdzonego barografu.

Ad C) Sposobu tego używamy w wypadkach, kiedy chodzi o założenie szeregu punktów kontrolnych dla pomiarów aneroidem, a nie mamy możliwości pomierzenia wysokości metodą trygonometryczną, lub niwelacją.

Pomiary barometryczne dokonane z dokładnością  $\pm 5 m$  uchodzą jeszcze za wystarczające, choć dokładność ich jest zazwyczaj znacznie większą ( $\pm 1 m$ ).

#### IV. Zdjęcia topograficzne.

Zdjęcia topograficzne są oparte na punktach sieci tryangulacyjnych. Głównym przyrządem, któ-

rzym się posługujemy podczas tych zdjęć, jest stół mierniczy; natomiast używa się obecnie w górzystym terenie także przyrządów fotogrammetrycznych jak i aneroidów.

Ponieważ przy użyciu stołów mierniczych powstają poszczególne karty w głównych zarysach w polu, przeto musimy już na tem miejscu omówić szczegółowe sekcje stołowe, t. j. arkusze którymi posługujemy się przy zdjęciach st.

Podziałka map szczegółowych topograficznych wynosi zazwyczaj 1:25000 wyjątkowo 1:10000. Najlepiej nadającym się odwzorowaniem (projekcją) jest dla tych kart odwzorowanie wielotrapezowe czyli wielościennie, które można nazwać także odwzorowaniem w przedziałkach lub polach stopniowych (Polyederprojektion, Gradabteilungskarte).

Odwzorowanie to polega na tem, że powierzchnię ograniczoną dwoma równoleżnikami i południkami odległymi od siebie o  $1^\circ$  przedstawiamy na płaszczyźnie jako trapez, którego boki równają się długościom łuków ograniczających wymienioną powierzchnię.

Proste ograniczające u dołu i u góry trapez a odpowiadające  $\frac{1}{360}$  części dotyczących równoleżników są prostymi równoległymi, boki trapezu przedstawiające po  $1^\circ$  szerokości geograficznej są sobie równe i nachylone do podstawy pod tym samym kątem.

Tak otrzymany trapez dzielimy na 80 szczegółowych sekcji top., jeśli chodzi o podziałkę 1:25000 t. j. boki równoległe trapezu na 6, a pochylone na 10 części.

Ten sposób konstrukcyi przyjęto w Prusiech; w Austrii i we Włoszech odtwarza się przedziałkę (pole) stopniową nanosząc wiernie długość odcinka południka środkowego ( $=1^\circ$ ), a następnie odcinając doń prostopadle zmienne długości odpowiednich części równoleżników po połowie na obie strony.

W ten sposób powstaje figura zbliżona do trapezu, o bokach północnych i połudn. równoległych i o łukowych na zewnątrz wypukłych bokach wschodnim i zachodnim. Krzywe te są teoretycznie częściami sinusoid, praktycznie można je uważać za proste.

Sekcja top. szczegółowa nie jest zatem prostostokątem, a wymiary jej zależą od szerokości i długości geograficznej krańcowych punktów przedziału stopniowego.

Jeśli chodzi o podziałkę 1:10000, to chcąc otrzymać wielkość arkusza sekcji szczegółowej taką samą jak poprzednio, należy podzielić górne i dolne boki trapezu na 15, a pochylone na 25 części; wypada zatem 375 arkuszy na jedno pole stopniowe.

Dla kart topograficznych poglądowych (generalnych) w podziałce 1:10000 dzieli się pole stopniowe na 8 części.

Karty poglądowe o mniejszej podziałce można wykonać, stosując odwzorowania walcowe, stożkowe i inne, używane w praktyce kartograficznej.

Przechodząc do pomiarów topograficznych należy zauważyć, że zazwyczaj będzie potrzeba uzupełnić sieć tryangulacyjną, gdyż pola trójkątów nawet II-go i III-ciorzędnych są w terenie górzystym, a nawet pagórkowatym za duże, aby z punktów tryangulacyjnych zdjąć wszystkie szczegóły potrzebne dla karty topograficznej.

Uzupełniamy tedy sieć tryangulacyjną nowymi punktami, wyznaczając je wcinaniem w przód, w bok lub wstecz.

Wszystkie te punkta mają nam posłużyć jako stanowiska stołu mierniczego i z nich będziemy zdejmowali wszelkie inne charakterystyczne punkta terenu.

Zdjęcia topograficzne wymagają od zdejmującego wielkiej rutyny i dokładnej znajomości nauki o kształtach terenu.

Jeśli mamy do dyspozycyi inne karty lub plany, odnoszące się do okolicy, którą mamy zdjąć, należy bezwarunkowo przy pomocy pantografu lub w inny sposób nanieść je prócz punktów tryangulacyjnych w odpowiedniej podziałce na deskę stołową w ołówku. W ten sposób uzyska się możliwość kontroli zdjęcia w polu.

Zdjęcia dokonuje się, orientując stół na każdym dostępnym punkcie tryangulacyjnym i celując lunetą kierownicy do łąty pionowej ustawianej po kolei na wybranych charakterystycznych punktach terenu.

W lunecie widzimy obraz łąty przeciętej 3-ma nitkami poziomymi krzyża siatki lunety. Aby wyznaczyć odległość poziomą łąty od stanowiska i różnicę wysokości stanowisk stołu i łąty, należy odczytać w lunecie górną i dolną nitkę, a prócz tego kąt pionowy na kole pionowym kierownicy.

Kierunek, w którym należy umieścić w ten sposób uzyskany punkt, otrzymujemy kreśląc prostą wzdłuż krawędzi linealu kierownicy.

Aby nie polegać na wyborze punktów przez robotników niosących łąty oznacza się je jeszcze przed zdjęciem krzyżami drewnianymi, znakami na parkanach, domach itp.

Po zdjęciu ważniejszych punktów terenu stołem mierniczym i kierownicą uzupełnia się zdjęcie szkicowo. Deskę stołową zakłada się na lżejszy stół (stolik szkicowy), a jako kierownicy używa się podziałki o ostrej krawędzi. Długości mierzy się krokami, wysokości aneroidem (lub szacując na oko). Ważną rzeczą jest uwidocznienie warstwic (isohyps), które otrzymuje się drogą interpolacyi. Naturalnie, że zdjęcie topograficzne odnosi się nietylko do terenu, lecz także i do budowy sztucznych jak dróg, kolei itp.

W terenach górzystych posługujemy się przy zdjęciach topograficznych fotogrammetryą.

Szczególnie pomiary stereofotogrammetryczne są godne polecenia.

Z dwu stanowisk, o ile możności w równej wysokości wykonywa się specjalnym fototeodolitem (najlepiej firmy Zeissa w Jenie) zdjęcia, przyczem osie optyczne przyrządu na obu stanowiskach muszą być poziome i wzajemnie równoległe.

Najproszy wypadek zachodzi, gdy osie optyczne są na obu stanowiskach prostopadle do podstawy zdjęcia.

Zdjęcia te zakłada się później do stereokomparatora, przyrządu, w którym widzimy plastyczny obraz zdjętego terenu, a wodząc po poszczególnych punktach odpowiednio uwidocznionym wskaźnikiem, otrzymuje się wszelkie daty potrzebne dla konstrukcyi karty.

Osobne przyrządy, stereoautografy dają możliwość samoczynnego kreślenia wszelkich charakterystycz-

nych linii terenowych, a więc przedewszystkiem warstwic, gościńców itd.

We Francji stosują z powodzeniem metodę zdjęć panoramowych, używając do tego celu specjalnych przyrządów panoramowych.

W najnowszych czasach weszły w użycie także zdjęcia dokonywane z latawców różnymi metodami i przyrządami.

Dokładność zdjęć stereofotogrammetrycznych zależy — pomijając dobroć przyrządu, który musi być pierwszej jakości — od wielkości ogniskowej przyrządu i długości podstawy zdjęcia.

Dla kart w podziałce 1:25000 wystarczy dokładność  $\pm 18 m$  w odległości; zatem wedle teorii popartej doświadczeniami należy użyć dla przyrządów o ogniskowej około 24 cm podstawy o długości 100 m, jeśli mają być zdjęte punkty 6,500 m odległe, a 200 m, jeśli wchodzi w rachubę punkty 9000 m odległe.

Doświadczenia poczynione przy zdjęciach topograficznych w Apenninach, Alpach i Tatrach wykazały znaczną wyższość fotogrammetrii nad metodą stołową.

### V. Kartografia.

Zasady odwzorowań używanych przy kartach topograficznych omówiłem już w poprzednich rozdziałach, pozostaje jeszcze wspomnieć krótko o wykończeniu i powielaniu kart.

Zdjęcie polowe wykonane w ołówku wyciąga się przedewszystkiem tuszem; przy ważniejszych punktach pozostawia się obok ich cechę (wys. nad p. m.), a na podstawie punktów terenu zdjętych dowolną, poprzednio opisaną metodą wykreśla się przy pomocy interpolacji warstwicę (isohypsy). Prócz warstwic określają nam na karcie wielkość i kierunek spadków kreski o różnej grubości i różnej gęstości rozmieszczenia.

Kreskowanie to, które wykonuje się również jako robotę domową, przyczynia się wielce do plastyczności karty<sup>1)</sup>.

Wielką pomocą przy wykańczaniu kart są zwykle zdjęcia fotograficzne dokonane podczas zdjęć w polu.

We Francji i Szwajcaryi istnieją prócz tego inne bardziej plastyczne metody przedstawienia terenu. Dla braku miejsca odsyłam czytelników do dzieł specjalnych.

Powielanie kart topograficznych (specjalnych) szczegółowych skutecznia się przy pomocy litografii na płytach kamiennych. Jest ona tańszą od miedziorytów, ma jednak tę wadę, że przeprowadzenie ewentualnych poprawek jest stosunkowo trudne.

Karty poglądowe powiela się przy pomocy miedziorytów.

Koszta pomiaru kraju są dość znaczne. Dla orientacji podaję, że koszt przypadający na jedną sekcję szczegółową stołową wynosił w Prusii (przed wojną) około 10000 M. W kosztach tych zawarta jest odpowiednia część wszelkich pomiarów i robót (od astronomicznych aż do ostatnio omówionych) przypadająca na jedną sekcję.

<sup>1)</sup> Na nowych kartach topograficznych terenów okupowanych zastąpił austr. wojsk. instytut geogr. kreskowanie gęściejszą siecią warstwic.

### VI. Dalsza tryangulacja III-go i tryangulacja IV-go rzędu.

Dla pomiarów celem sporządzenia planów katastralnych i ewent. gospodarki państwowej nie wystarczy nawiazanie do poprzednio wymienionych punktów. Sieć III-go rzędu trzeba będzie prawdopodobnie rozszerzyć, a prócz tego założyć nową sieć IV-rzędową. O ile przy tryangulacji III-go rzędu będziemy musieli przejść ze sferoidu na płaszczyznę przy pomocy wiernokątnego odwzorowania podwójnego, przeprowadzamy cały pomiar i obliczenie tryangulacji IV-rzędowej wyłącznie na płaszczyźnie; a to ze względu na to, że boki trójkątów sieci VI-rzędowej są z reguły krótsze jak 3000 m.

Punkta sieci IV-go rzędu wyznacza się nawiązując pomiary do punktów sieci I-o, II-go i III-go rzędnych albo pojedynczo wcinaniem skombinowanym, lub grupami po kilka punktów. Ponieważ przy wyrównaniu spólrzędnych owych punktów stosujemy metodę wyrównania spostrzeżeń pośredniczących, przeto mierzy się na stanowiskach nie kąty, lecz kierunki.

Tylko wyjątkowo, gdy wyznaczamy szereg nowych punktów nawiązując pomiary tylko do dwu punktów siatek poprzednich, mierzymy kąty, a wyrównanie przeprowadzamy metodą spostrzeżeń warunkowanych. Mamy bowiem do wyrównania siatkę tryangulacyjną o podstawie równającej się odległości owych dwu punktów, do których nawiązujemy pomiar.

Pomiary skutecznia się przyrządem uniwersalnym o dokładności odczytu  $\pm 2''$  do  $\pm 5''$  podobnie jak to ma miejsce przy tryangulacji wszelkich punktów III. rzędu.

Zazwyczaj wykonuje się trzy serye spostrzeżeń, przesuując po ukończeniu jednej seryi limbus o  $120^\circ$  lub  $100^\circ$ .

Ze względu na dużą podziałkę, w jakiej mają być przedstawione plany katastralne względnie gospodarcze należy jeszcze omówić kwestyę ilości układów spólrzędnych.

Gdy chodzi o wyrównanie sieci tryangulacyjnych, a więc kątów, względnie kierunków to, jak już wspomniałem, przechodzimy ze sferoidu na płaszczyznę przy pomocy wiernokątnego odwzorowania podwójnego. Dla całego kraju wystarczy nam wtedy przyjęcie jednego prostokątnego układu spólrzędnych na płaszczyźnie t. zw. Gaussowskiego (równowartego, konform.).

Inaczej przedstawia się sprawa, gdy chodzi o zachowanie długości w powyższym układzie.

Nazwijmy stosunek powiększenia długości krótkiej prostej odtworzonej na płaszczyźnie do długości na sferoidzie  $p$ , to powiększenie owo da się określić wzorem przybliżonym:

$$p = 1 + \frac{y^2}{2r} + \dots$$

We wzorze tym oznacza  $y$  rzędną środkowego punktu prostej, a  $r$  promień krzywizny ziemi wchodzący w rachubę dla danej długości.

Jeśli przyjmiemy, że dokładność pomiarów długości wykonywanych dla planów katastralnych ma wynosić 1:1000, natenczas wypadnie nam na  $y$  z powyższego równania (w przybliżeniu):

$$y_{max} = 250 \text{ km,}$$

aby błędy powstałe wskutek odwzorowania nie przekroczyły dopuszczalnych błędów pomiaru.

Dla sporządzenia planów potrzebnych dla gospodarczych celów państwowych wymaga się większej dokładności dochodzącej (dla dokładniejszych planów) nawet do 1:20000, a wówczas będzie w przybliżeniu:  $y'_{max} = 66 \text{ km}$ , jeśli zachowamy powyżej stosowaną zasadę.

Zależnie tedy od celu, jakiemu plany mają służyć, wypadnie nam mniejsza lub większa ilość układów dla pewnego kraju.

W pierwszym wypadku otrzymamy dla tego samego kraju znacznie mniejszą ilość układów, gdyż największe rzędne mogą w tym wypadku wynosić  $\pm 250 \text{ km}$ ; w drugim wypadku otrzymamy znacznie większą ilość układów, gdyż największe rzędne nie mogą przekraczać  $\pm 65 \text{ km}$ .

Jeśli zatem chcemy po przeprowadzeniu pewnych uzupełnień użyć planów katastralnych jako gospodarczych o dokładności 1:20000, nie powinny rzędne układów katastralnych przekraczać  $\pm 65 \text{ km}$ .

Założenie punktów sieci IV-rzędnej poprzedza również rekonesans terenu.

Wybór miejsca dla założenia punktów nie zależy jednak, jak przy poprzednich siatkach od zachowania mniej więcej równych długości boków trójkątów tworzących sieć Punkta VI-rzędne mają być punktami wyjścia dla ciągów poligonalnych, muszą być zatem zakładane o ile możności jako stanowiska przyrządów i w miejscach, przez które później zamierzamy poprowadzić poligony. Aby zatem założyć dobrze sieć punktów IV. rzędu, trzeba już podczas rekonesansu obmyśleć plan założenia przynajmniej głównych ciągów poligonalnych.

Naturalnie, że wszystkie trwalsze wyniosłe punkty stałe jak np. wieże kościołów itp. należy wciągnąć również do IV-rzędnej, bo punkta te mogą być również przydatnymi przy nawiązywaniu poligonów, choć nie można na nich bezpośrednio ustawić przyrządów.

### VII. Pomiarę szczegółowe.

Mając wyznaczone punkta tryangulacyjne możemy przystąpić do pomiarów szczegółowych.

Dla przeprowadzenia owych pomiarów zakładamy sieci i ciągi poligonalne, a wreszcie proste, na które będziemy zdejmowali wszystkie dla planów potrzebne szczegóły, t. zw. pomiarowe.

Ze względu na okoliczność, że przeprowadzanie pomiarów szczegółowych jest ogólnie techników dostatecznie znane, ograniczę się tylko do zasadniczych wskazówek odnoszących się do zakładania poligonów i pomiarowych.

Poligony dzielimy na I-o, II-go i t. d. rzędne. Jako I rzędne uważa się poligony łączące dwa punkty tryangulacyjne przy zachowaniu zasadniczego kierunku prostego (zatem o kątach wierzchołkowych różniących się nie bardzo znacznie od  $180^\circ$ ). Drugorzędne poligony łączą w powyższy sposób dwa punkty poligonów I-rzędnych (ewent. pol. punkt I-rzędny z punktem tryangulacyjnym) itd.

W tym też porządku wyrównujemy spólrzędne punktów poligonalnych. Natomiast potrzebne pomiary kątów wierzchołkowych i długości boków możemy wykonywać, nie zwracając uwagi na rząd poligonu, byle tylko szkice i raptularze polowe nie wykazywały żadnej dwuznaczności.

Dotyczy to głównie sieci poligonalnej, przy której mamy zazwyczaj poligony kilku rzędów. Ważną też rolę odgrywają w sieciach poligonalnych punkty węzłowe, w których zbiega się kilka poligonów. Przy wyrównaniu sieci należy nasamprzód wyznaczyć przy pomocy wyrównania spólrzędne punktu węzłowego, uzyskując przez to wielkie uproszczenie roboty.

Długości boków poligonów mierzymy 20-metrową sprawdzoną taśmą stalową, kąty wierzchołkowe przyrządem uniwersalnym (teodolitem) mikroskopowym lub noniuszowym o dokładności odczytu od  $\pm 6''$  (przy zastosowaniu oceniania) do  $\pm 30''$  (odczytanych bezpośrednio), a nawet dla podrzędniejszych poligonów wystarczy i minutowy przyrząd.

Wyrównanie spólrzędnych przeprowadza się dla uproszczenia roboty oddzielnie dla kątów i długości. Metoda ta, choć przybliżona odpowiada zupełnie celowi.

Błędem byłoby, gdybyśmy dla uchwycenia pewnych szczegółów załamywali poligon w coraz to inną stronę. Dla uchwycenia wszelkich szczegółów zakładamy — jak wiadomo — pomiarowe. Są to proste łączące dwa boki dowolnych poligonów (ewent. tego samego pol.).

Uchwycenie szczegółów uskutecznia się odrzutowując poszczególne punkta na pomiarowe węgielnicą pryzmatyczną lub zwierciadlaną.

Pomiarowe prowadzi się jak najbliżej punktów szczegółowych, aby rzędne wypadły jak najkrótsze.

Rozumie się samo przez się, że na boki poligonów odrzutowuje się te szczegóły, które znajdują się od nich niedaleko (do 50 m najwyżej).

Ważną rzeczą jest, aby prócz ogólnego szkicu założenia poligonów sporządzać osobne szkice dla każdego boku poligonu.

Zwrócić też należy uwagę na zachowanie pewnego systemu w liczbowaniu wierzchołków poligonalnych na polu i szkicach.

Wartość praktyczna dobrych szkiców polowych jest o wiele większa od gotowych planów, gdyż na podstawie szkiców i protokołów zawierających wszelkie potrzebne wymiary można znacznie dokładniej ustalać granice własności i t. p., jak na podstawie miar wziętych z planów, które przedstawiają się tylko jako rysunek sporządzony na podstawie owych szkiców polowych.

W niektórych państwach zdjęto szczegóły stolami mierniczymi. Sposób ten jest zupełnie wystarczający, o ile plany mają służyć za podstawę wymiaru podatków; natomiast nie wystarcza ta metoda zdjęcia, gdy chodzi o dokładne odtworzenie granic posiadania. Z drugiej znów strony jest koszt zdjęcia stolowego znacznie mniejszy od kosztów zdjęcia polowego.

Najlepsze rozwiązanie będzie — zdaniem mojem — połączenie obu metod. Szczegóły bardziej ważne, więc wszelkie parcele miejskie, terena naftowe, kolejowe, drogi, kopalnie, granice większych posiadłości i gmin powinny być zdjęte metodą poligonalną, natomiast parcele o mniejszej wartości i powierzchni mogą być zdjęte stołem mierniczym.

Jeśli plany mają służyć celom gospodarki państwowej powinny zawierać wszelkie dla tego celu potrzebne szczegóły, a więc przedewszystkiem warstwy, daty potrzebne dla budowli wodnych i t. p. Długości, jakie te plany mają wykazywać, powinny

być wynikiem pomiarów poligonalnych, natomiast wysokości poszczególnych punktów mogą być zdjęte tachymetrycznie, choćby przy pomocy kierownicy tachymetrycznej.

Podziałka tych planów może pozostać 1:2500 t. j. mogą to być odpowiednio zdjęte plany katastralne uzupełnione tylko warstwicami i t. d., naturalnie lepiej, gdy podziałka tych planów będzie większa np. 1:1000 lub 1:500.

Co do kartowania planów tu wymienionych istnieją różne zaprawy.

Cały obszar należący do jednego nkladu dzielimy na wiersze i kolumny liniami sekcijnymi, prostymi, równoległymi do osi  $x$ -ów i  $y$ -ów. Przez ten podział otrzymujemy prostokąty, które nazywamy sekcjami tryangulacyjnymi. Każdą sekcję tryang. dzieli się również liniami sekcijnymi na pewną ilość prostokątów, otrzymując sekcje szczegółowe.

Wymiary sekcji tryang. w Austrii są 10000 m na 8000 m, a szczegółowej 1250 m na 1600 m w skali

1:2500, zaś 625 m na 800 m w skali 1:1250 i t. d., gdyż wielkość arkusza sekcji szczegółowej przyjęto bez względu na skalę jedną i tę samą, mianowicie: 50 cm na 64 cm.

Zamiast ograniczać arkusze sekcji szczegółowych liniami sekcijnymi można poszczególne plany ograniczać granicami własności, t. j. granicami gmin, większych posiadłości, miast itp. Naturalnie, że przy większych obszarach trzeba plan przedstawić na kilku arkuszach. Przy tym sposobie nie wyzyskuje się całkowicie powierzchni arkuszy.

Obie te metody mają dobre i złe strony. Najlepiej zastosować je równocześnie. Ograniczać plany szczegółowe w podziałce np. 1:500 lub 1:1000 granicami własności, a prócz tego sporządzić plany pogładowe w skali n. p. 1:5000 ograniczone liniami sekcijnymi, na których byłyby uwidocznione głównie tylko granice poszczególnych planów szczegółowych.

Inne kwestye — znane ogółowi techników — pomijam. (Dok. nast.).

## RECENZYE I KRYTYKI.

**Budowa mostów t. III, część 2, Mosty żelazne cz. II.** dr. Józefa Melana (26 x 17,5 cm) str. 756 z licznymi rycinami. Denticke Lipsk i Wiedeń 1917 (Der Brückenbau von Dr. Joseph Melan III B. 2 Hälfte Eiserner Brücken II. Th.).

Druga połowa tomu trzeciego dzieła prof. Melana o budowie mostów stanowi jego zakończenie. Brakuje wprawdzie jeszcze kilka ważnych rozdziałów, ale autor ułożył plan dzieła wedle wykładów w szkole politechnicznej w Pradze, a czasu nie staje, aby na technice można wszystko wyłożyć.

W tej drugiej części dzieła omawia autor dźwigary ciągłe, mosty łukowe, wiszące, tężniki poprzeczne i ciężar mostów żelaznych. Autor, pierwszorzędna znakomitość w swym zawodzie, uwzględnia przytem wszystkie postępy wiedzy i praktyki i z właściwą mu łatwością rozwiązuje najtrudniejsze problemy nowoczesnej budowy mostów. Choć dzieło to poświęcone jest przedewszystkiem ustrojowi mostów, jednak nadarżające się nowsze ustroje omawia także w krótkości pod względem teoretycznym. I tak przy dźwigarach ciągłych podaje także teorię dźwigarów ciągłych połączonych stale z filarami, oblicza potrzebną wysokość mostów wspornikowych, belkę wspornikową z jednym przegubem. Autor opisuje przeguby sprężynowe dla belek wspornikowych i szczegółowo odnośnie przeguby tężników poziomych. Dalej opisuje i oblicza onłuki wystające bez przegubu i przegubowe. Przy mostach wiszących opisuje także wieszary ze zniesionem ciągnięciem poziomem. Omawiając tężniki poprzeczne bada autor,

jak się siły poziome na pierwszy i drugi dźwigar rozdzielają.

Podnieśliśmy tu tylko niektóre ważniejsze nowe opisy i badania, ale cała książka napisana treściwie a jasno, opatrzona licznymi rysunkami, po części dotąd nie ogłoszonymi, jest godnem dziełem znakomitego uczonego. Polecić ją mogą jak najgoręcej wszystkim inżynierom.

Dr. M. Thullie.

## BIBLIOGRAFIA.

**Dr. Jan Sas Zubrzycki:** „Wawel przeddziejowy. Wywody na tle polskiej sztuki pogańskiej“. 64 stron, 8-a, 20 rysunków. Lwów 1918. Nakład własny.

## SPRAWY BIEŻĄCE.

— **Podwójny numer.** Obecny numer, jak i w latach poprzednich w czasie feryi wychodzi jako nr. 13 i 14. Następny wyjdzie 10 sierpnia.

— **Od Administracji.** Na szkółkę w Chelmszczyźnie im. śp. inż. Franc. Dabiela złożyli u nas: Pp. Jarosławiecki Józef 10 K., Baraniecki Leon 10 K., Rożański Adam 10 K., Rybicki Stanisław 20 K., Wiktor Stefan 5 K., Rybczyński Miecz. 5 K., Poźniak Wiktor 10 K., Dr. Matakiewicz Maks. 5 K., Krzyckowski Dionizy 10 K., Wierzbiański Zbigniew 5 K., Januszkiewicz Roman 10 K., Machalski Karol 5 K., Lutz-Birk Aleks. 10 K., Ulmer Adam 5 K., Wierzbicki Aleksander 10 K., Szczepanowski Stanisław 5 K., Dyrdoń Paweł 5 K., Przybylski Stanisław 5 K., Röhrich Maryan 3 K., Kuziński Stanisław 3 K.

## SPRAWY TOWARZYSTWA.

**Zebranie tygodniowe** z dnia 8 maja 1918 (dokończenie z nr. 12). II. komunikat. Kol. Lutz-Birk przedstawił wyniki prób i pomiarów dokonanych na pasach z tkaniny papierowej, które wedle jego doświadczeń mają moc (wytrzymałość) około 90 kg/cm kwadr., podczas gdy skóra ma średnio 250 kg, są bardzo giętkie i pracują wcale dobrze przy mniejszych prędkościach (do 5 m/sek). Przy większych prędkościach pojawia się szybko wygładzenie się powierzchni pracującej, które zmniejsza czyn-

nik tarcia i powoduje ślizganie się pasa. Pewne trudności sprawiało łączenie końców takiego pasa za pomocą śrubek z głowami nitowymi, natomiast dobrać okazało się połączenie odgiętych na zewnątrz końców pasa z pomocą płytek żelaznych i śrub.

Pasy „papierowe“ poddane badaniu miały przekrój 80 x 7 i 70 x 7 mm. Trzeci typ był w przekroju zawięty i impregnowany przeciw wilgoci, podobnie jak pasy „balata“.

W drugiej części swego referatu zauważył kol. Lutz-Birk, że pasy skórzane są obecnie nietylko

bardzo drogie, bo przy cenie oficjalnej 35 K. płaci się nieraz do 120 K. za kilogram, i narażone na kradzieże, ale też źle sklepane, co się wyjaśnia brakiem kleju rybiego.

Obecnie używają do klejenia tych pasów nawet zwykłego karuku, który przy zginaniu trzeszczy i celowi nie odpowiada. Aby więc kosztowne pasy na noc zdejmować i chować, a nadto użytkować drobniejsze kawałki przez dogodnie ich łączenie, wprowadzono wcale dobre połączenia druciane, zakładane w końce pasów zapomocą osobnej maszyny (Schlehan i Rührer, Wiedeń XVIII). Po założeniu drutów powstają na każdym końcu pasa kluczek druciane, które się łączą ze sobą przez proste wetknięcie albo grubej struny, albo też patyczka z masy zdaje się cellulozowej (rogowej).

W ożywionej dyskusji przemawiali koledzy: Kissella, Lipa, Witkiewicz, który wspominał o pasach parcianych, używanych z powodzeniem w pracowniach kolejowych zamiast skórzanych, Stefanowski, który otrzymał dobre wyniki z pasami z tkaniny manila (koponej) i Hauswald, który zwrócił uwagę na nowy rodzaj pasów drucianych (Mücke i Melder, Witkowiec) i konstrukcję ich krótko opisał. *E. Hauswald.*

**Zebranie tygodniowe** d. 13 maja 1918 r. Na porządku dziennym odczyt prof. T. Godlewskiego p. t. „Życie i naukowa działalność ś. p. prof. M. Smoluchowskiego“.

Prelegent nakreślił życiorys i przedstawił znaczenie twórczości naukowej śp. prof. Maryana Smoluchowskiego.

M. Smoluchowski urodził się w r. 1872 w Vorder-Brühl pod Wiedniem. Gimnazjum i uniwersytet ukończył w Wiedniu, a po złożeniu doktoratu wyjechał na dalsze studia za granicę monarchii. Tam pracował najpierw w laboratorium Lippmanna w Paryżu, potem u lorda Kalwina w Glasgowie, wreszcie u Warburga w Berlinie, następnie habilitował się do fizyki w Wiedniu, gdzie wykładał jednak tylko przez jedno półrocze, poczem przeniósł swą *veniam legendi* na uniwersytet lwowski. Tutaj w r. 1900 został zamianowany profesorem nadzwyczajnym, a w r. 1903 profesorem zwyczajnym fizyki teoretycznej. W r. 1913 został powołany na katedrę fizyki doświadczalnej uniwersytetu Jagiellońskiego, gdzie na r. 1917/18 został wybrany rektorem. Zanim rektorat ten zdołał objąć, dnia 5 września 1917 r. umarł na dżynteryę.

Smoluchowski, który był niezaprzeczenie największym polskim fizykiem, a jednym z najwybitniejszych fizyków doby obecnej całego świata, wyrobił sobie to pierwszorzędną stanowisko w nauce w pierwszej linii dzięki swym badaniom z zakresu teorii kinetycznej materii. Pierwszym ogniwem z całego szeregu jego prac w tym dziale było teoretyczne uzasadnienie i doświadczalne stwierdzenie istnienia skoku temperatury na granicy gazu rozrzedzonego, zjawiska, które nie tylko dla teorii przewodnictwa cieplnego gazów, ale i dla podstaw teorii kinetycznej miało pierwszorzędną znaczenie. W dalszym ciągu wykazuje Smoluchowski możliwość nowego sposobu kinetycznego ujmowania zjawisk zaobserwowanych w gazach. Zamiast odstępstw poszczególnych prędkości cząsteczek od średniej bierze on pod uwagę nierównomierności w przestrzennym rozłożeniu cząstek, czyli odstępstwa gęstości od średniej, a więc ustawicznie automatycznie tworzące się zgęszczenia, czy rozrzedzenia. Rachunkiem prawdopodobieństwa oblicza prawdopodobieństwo danego zągęszczenia i jego przeciętną wielkość i wykazuje, że w temperaturze krytycznej t. zw. fluktuacje gęstości będą największe, i to już

tak wielkie, że tworząc ziarnistą konstrukcję ośrodka będą powodować rozproszenie i częściowe wygaszenie światła. Na tej podstawie opiera Smoluchowski swoją teorię opalescencji materii w stanie krytycznym; analogicznie też tłumaczy zjawisko rozproszenia fal najkrótszych światła, przechodzących przez gaz już w stanie normalnym, zjawisko obserwowane w atmosferze jako błękit nieba, który to błękit, jak wykazał Smoluchowski można nawet sztucznie zrealizować i zolaczyć, patrząc przez okienko umieszczone w boku rury, wewnątrz starannie poczerwienionej, wypełnionej czystym gazem, jeśli wzdłuż osi rury puścimy silną wiązkę białego światła.

Smoluchowskiemu także zawdzięcza nauka teorię ruchów Browna, ruchów, które wykonują drobnutkie cząstki np. kolloidalne, zawieszona w cieczach, a które znane w nauce prawie od lat stu, były w istocie swej zupełnie zagadkowe. Smoluchowski podał dla tych ruchów ogólną teorię i wykazał, że powstają one wprost z bombardowania ciała zawieszzonego drobinami cieczy, będących w myśl teorii kinetycznej w ustawicznym ruchu. Rachunkiem prawdopodobieństwa obliczone przesunięcia okazały się zupełnie zgodne z temi, które doświadczalnie znaleziono. W ten sposób pojęty ruch Browna daje wprost bezpośredni dowód prawdziwości hipotezy molekularno-kinetycznej, i stąd też wynika ogólne bardzo doniosłe dla nauki znaczenie powyższej teorii Smoluchowskiego.

Ale tak uważany ruch Browna jest zarazem klasycznym przykładem niestosowalności II-giej zasady termodynamiki w tej formie jak zwykle bywa definiowana, bo daje właśnie przykład ruchu, powstającego wprost bezpośrednio na koszt ciepła otoczenia bez spadku temperatur. W całym szeregu prac i odczytów, które stanowią prawdziwą koronę jego naukowej działalności, zajmuje się Smoluchowski poprawnym sformułowaniem II-giej zasady termodynamiki i teorią zjawisk nieodwracalnych. Docho- dzi tu ostatecznie do wniosku, że wszystkie zjawiska są odwracalne, a ich nieodwracalność stwierdzana zwyczajnie w myśl zasady wzrastania entropii jest tylko pozorna i ma swoje źródło w krótkości i powierzchowności naszej obserwacji.

Smoluchowski opracował dalej pierwszy teorię koagulacji koloidów, uogólnił teorię endosmozy elektrycznej, opracował szczegółowo teorię ruchu gazów w wielu szczególnych przypadkach, pogłębił teorię dyfuzji, efuzji, atomolizy i przewodnictwa cieplnego gazów. W związku z temi badaniami wykazał, że najlepszymi izolatorami cieplnymi są proszki, z których wypompowano powietrze tak że „dewar“, mający między podwójnymi ścianami wypróżniony próżek chroni od straty ciepła nieporównanie lepiej niż zwyczajny próżniowy „dewar“.

W badaniach swych poruszał Smoluchowski i tematy geofizyczne i tak zajmował się teorią erozyi lodowców, rozciągłością atmosfery ziemi i planet i teorią powstawania gór fałdowych.

Na polu pedagogiki fizycznej nieśmiertelnym pomnikiem, który po sobie pozostawił, będzie zawsze II. tom „Poradnika dla samouków“, obejmujący jako większą część tomu napisaną przez niego „fizykę“, gdzie każdy uczący się czy nauczający na jakimkolwiek stopniu wykształcenia znajdzie bezcenne wprost rady i wskazówki.

Na końcu wykładu scharakteryzował prelegent rodzaj umysłowości Smoluchowskiego, podnosząc w szczególności fenomenalną jasność jego umysłu i przedziwną zdolność ujmowania problemów z najprostszej strony, co się wprost rzuca w oczy we wszystkich jego pracach tak teoretycznych jak i doświadczalnych. Na

końcu przedstawił prelegent, jak niepowetowaną stratę poniosła przez śmierć Smoluchowskiego nauka światowa, i jak dotkliwym ciosem, jak ogromną klęską była ta śmierć dla nauki i kultury polskiej.

**Zebranie tygodniowe** z dn. 20 maja 1918. Przed zebraniem prezes Towarzystwa, r. dw. Rybicki powiadomił zebranych o ukonstytuowaniu komisji dla reformy statutu, która wybrała przewodniczącym dra Stefana Bryłę, zastępcą inż. Ottona Nadolskiego.

Następnie wygłosił r. dw. prof. Edwin Hauswald referat: „O obliczaniu lin drucianych“. Referat ten będzie podany w *Czasopiśmie*, wobec tego streszczenia tu nie podajemy.

W dyskusji zabierali głos kol.: prof. Anezye, który uważa za wskazane, aby fabryki podawały nie tylko wytrzymałość, ale i wydłużenie drutu używanego do wyrobu lin; prof. Skibiński, który wskazywał na różnicę w nateżeniach liny a drutu pojedynczego; kol. Lutze-Birk, który zwrócił uwagę, że cyfry jakościowe powinny być tak samo stosowane do lin, jak to jest w użyciu dla blach kotłowych, oraz prelegent, który omawiał kwestye poruszone w dyskusji.

**Zebranie tygodniowe** z d. 5 czerwca 1918 r. Przewodniczy r. dw. St. Rybicki. Na porządku dziennym odczyt dr. Witolda Aulichy p. t. „Ewolucya form konstrukcyjnych w budowie turbin wodnych jako skutek wzajemnych wpływów teorii i praktyki“.

Odczyt będzie drukowany w *Czasopiśmie*.

W dyskusji zabierali głos: prof. E. Hauswald, który zwraca uwagę na konieczność wypracowania typu turbiny „galicyjskiej“, łatwej do zmontowania i naprawy.

Dr. Krauze wspomina o potrzebie wprowadzenia w Galicyi turbin w większym zakresie, niż dotąd, i o potrzebie założenia fabryki turbin.

Nadto zabierali głos w dyskusji prof. Ciechanowski, prof. Hauswald (powtórnie) i referent, omawiając głównie potrzeby Galicyi w danym dziale techniki.

**Zebranie tygodniowe** w d. 12 czerwca 1918. Na porządku dziennym wykład prezesa kol. Rybickiego p. t. „Stan wojenny na kolejach galicyjskich“.

Wszelkoniemnie i wyczerpująco opracowany referat dał jaskrawy obraz szkód w życiu gospodarzem, jakie Galicya wskutek wojennych operacyj poniosła przez 4-letnie wykluczenie kolei od użytku publicznego; trwa ono nieustannie dalej mimo zakończenia wojny na froncie wschodnim. Niepomyślny stan komunikacji wywiera też zgubny wpływ na odbudowę kraju, która nie powinna być tylko odbudową zniszczonych osad, ale przywróceniem stosunków przedwojennych we wszystkich dziedzinach życia gospodarczego.

Na kolejach gal. istnieją niepomiernie utrudnienia zarówno w ruchu towarowym, jak i osobowym; na tyśiące utraień i przykrości, graniczących nieraz z niebezpieczeństwem dla zdrowia, a nawet życia, naraża się każdy, kto ma dziś odwagę podjęcia podróży koleją.

Mimo, że  $\frac{3}{4}$  pow. kraju są od trzech lat uwolnione z pod inwazyi nieprzyjacielskiej, mimo, że od pół roku wojna na wschodnim froncie zakończyła się faktycznie i formalnie, nie zmienia się u nas sytuacja kolejowa na lepsze i do tej pory nie słycać o żadnych odpowiednich zarządzeniach, które miałyby przeprowadzić sanację obecnych stosunków.

Rozkład jazdy stale chroma, daje się odczuwać ogromny brak pociągów i niesłychanie niekorzystne połączenia w stacjach węzłowych, jakkolwiek usunięcie tych wadliwości nie może dotyczyć interesów wojskowych; np. połączenie Galicyi wschodniej z zachodnią koleją transwersalną zupełnie nie istnieje, bo podróż ze Stryja do Jasła trwa 21 godzin, z których odpada 10 i pół na martwe postoje na stacjach przydrożnych.

Wyjątkowo niekorzystne warunki komunikacyjne istnieją również między Lwowem, Krakowem i Warszawą, mimo ożywionych stosunków, jakie obecnie panują między Galicyą a Królestwem, natomiast zaprowadzono duże udogodnienia dla ruchu podróżnych między Wiedniem a Ukrainą. Nasze władze krajowe winny zwrócić baczną uwagę na konieczność ulepszenia komunikacji między obydwoma dzielnicami Polski.

Brak miejsca w kursujących pociągach spowodowany bardzo ograniczoną liczbą wozów, przeznaczonych dla podróżnych cywilnych, dałby się po części złagodzić przez pomnożenie ilości tych wozów; że rzecz ta jest wykonalna bez przeciążenia pociągów i umniejszenia liczby wozów wojskowych, dowodzą rozmaite przykłady. Szczególnie charakterystycznym w tym względzie jest przez władze wiedeńskie wydane zarządzenie dopinania wozu restauracyjnego do dziennych pociągów pospiesznych między Krakowem i Podwoleczyskami dla udogodnienia jazdy podróżnym ukraińskim, gdy tymczasem starania poprzednie o dodawanie paru wozów cywilnych do tego pociągu, najważniejszego dla ruchu między Lwowem, Krakowem i Wiedniem, spotykały się zawsze ze stanowczą odmową.

Główną przeszkodę w zaprowadzeniu większej ilości pociągów osobowych ma stanowić brak lokomotyw, których znaczna liczba potrzebuje naprawy i skutkiem kompletnego lub częściowego zniszczenia jest nieprzydatną do użytku. Przeszkodę tę dałoby się choć w części usunąć, pomnażając znacznie liczbę rzemieślników w warsztatach kolejowych, przez zwolnienie tych ludzi z wojska i przez odpowiednią organizację służby warsztatowej. Przy dzisiejszym stanie techniki przeszkody takie nie mogą być uznane jako „vis major“, którego usunięcie byłoby wykluczone. Co może zdziałać energia i inicjatywa, dowodzą ogromne zakłady dla fabrykacji broni i amunicyi, które wojskowość stworzyła w krótkim czasie lub też rozmaite warsztaty dla naprawy automobilów, aeroplanów, maszyn rolniczych itp.

Szybka naprawa wozów osobowych i ich należyte oczyszczenie są dalszym wymogiem podróżującej publiczności, jest ona stale narażona na wielkie niedogodności i niebezpieczeństwo zdrowia z powodu zaniedbanego stanu wozów osobowych, które urągają wszelkim najelementarniejszym zasadom higieny. Pewna reforma dałaby się i w tym kierunku przeprowadzić.

Rozszerzenie cywilnego ruchu towarowego bez ujemny dla wymogów wojskowości jest stanowczo możliwe; władze kolejowe muszą jednak goręcej zaopiekować się cywilną przesyłką i cywilnym podróżnym, który dziś traktowany jest jak kopcinszek na kolejach galicyjskich. Obowiązki wobec wojska tak zaabsorbowały umysł funkcyjnaryusza kolejowych, że stracili oni poniekąd poczucie obowiązku wobec ludności cywilnej.

Pod koniec swego interesującego referatu r. dw. Rybicki wystawiając chlubne świadectwo personalowi kolejowemu w Galicyi z powodu jego ofiarnej pracy podczas wojny i trudności, jakie musiał zwalczać, dał wyraz swemu przekonaniu, że personal ten zdoła wydzwignąć

nasze koleje z ciężkiej choroby, jaką obecnie przebywają, nie spełni jednak tego zadania, jeżeli nie otrzyma od władz wiedeńskich większej swobody działania, szerszej władzy i jeżeli nadal krępować go będą biurokratyczne przepisy, nie nadające się zupełnie na czasy wojenne.

Odbudowa kolei galicyjskich i uzdrowienie obecnych stosunków dadzą się absolutnie przeprowadzić, koniecznymi jednak do tego warunkami są szerokie pełnomocnictwa dla krajowych władz kolejowych i życzliwość wojskowości.

Po referacie r. dw. Rybickiego, wywiązała się ożywiona dyskusja.

W szczególności podkreślił dr. Tenner, iż Izba handlowa wnosi ciągle przedstawienia do ministerstwa w sprawie ograniczenia ruchu towarowego i żąda przywrócenia pełnego rozkładu jazdy. Stosunki w ruchu osobowym są straszne, szczególnie na linii Lwów-Wiedeń. Izba żąda nowego pociągu (trzeciego) pospiesznego, wyłącznie dla cywilnych. Żąda też zaprowadzenia kart powrotnych do Lwowa z prowincyi dla umniejszenia ścisłu przy kupnie biletów.

St. radca Weksler podnosił, że ruch lokalny jest traktowany po macoszemu; połączenia osobowe są niemożliwe i rozkłady jazdy bardzo niekorzystnie ułożone.

Następnie dyr. kolei r. dw. Stelzer zaznaczył, iż istnieje dążność do poprawienia stosunków; ministerstwo już poleciło opracować nowy rozkład jazdy, zbliżony do przedwojennego. Stan maszyn i brak wozów jest wszędzie jednaki w całej Austrii, a choć kupiło się nowe maszyny i mozy, obsługują one Włochy, Ukrainę itd. Dyrekcyjna stara się, by wprowadzić gdzie można pociągi szkolne na krótkiej przestrzeni.

Następnie st. r. Witkiewicz przedstawiał zły stan maszyn i straszne zniszczenie wozów, poczem r. dw. Rybicki zaproponował wybór komisji dla ułożenia odpowiedniej w tej kwestyi rezolucyi. W skład komisji uchwalono powołać Izbę handlową, inżynierską, Tow. Politechniczne, Tow. prawników, Dyrekcyę kolei i Tow. gospodarskie.

**Z Koła Polskich Architektów.** W dniu 28 czerwca odbyło się Walne Zgromadzenie członków Koła. W zagajeniu prezes arch. W. Rawski wyraził radość z odzyskania Koła Architektów, które przez dłuższy czas nie było czynnym z powodu zdekompletowania wydziału oraz braku wielu członków, których czas wojny rozprószył po świecie. Zarazem wyraził pewność, iż Koło stać będzie i nadal na straży kultury architektonicznej w naszym społeczeństwie. Po przeczytaniu sprawozdań i udzieleniu absolutorium dotychczasowemu wydziałowi, wybrano prezesem Koła ponownie arch. W. Rawskiego, a zastępcami arch.: D. Krzyczkowskiego i J. S. Zubrzyckiego. Jako członków wydziału wybrano arch.: R. Felińskiego, Z. Harlanda, Kędzierskiego, Klimczaka, W. Minkiewicza, S. Piotrowskiego, B. Pawlucja i M. Teodorowicza. Do komisji rewizyjnej wybrano arch.: G. Bisanza, M. Łużeckiego i Świerczyńskiego.

W dalszym ciągu obrad przedstawił arch. W. Minkiewicz konieczność wydawania pisma architektonicznego, o ile możliwości w porozumieniu z krakowskim Kołem Architektów. Wniosek referenta popierał arch. R. Feliński zaznaczając, iż nie istnieje ani jedno pismo architektoniczne w Polsce, co jest powodem, iż cele architektów są

dla społeczeństwa czemś obcem. Ten brak zrozumienia zadań i doniosłości kultury budowlanej w naszym społeczeństwie spowodował, iż architekci, których zadania w teraźniejszej odbudowie kraju są największe — nie biorą jednak w niej prawie żadnego udziału. Niezrozumienie potrzeby architektów jest takie same w społeczeństwie, jak też u władz kierujących odbudową. Architekci zostali zdystansowani i zastąpieni wszędzie przez inżynierów, często nie mających nic z budownictwem, a tembardziej z architekturą wspólnego. Cierpi na tem interes publiczny, gdyż fachowych wiadomości architektów, oraz ich usiłowań w celu rozwoju naszego budownictwa — żaden inny zawód nie zastąpi. Wydawanie więc osobnego pisma architektonicznego znacznie przyczynić się może do zrozumienia zadań i potrzeby architektów w naszym społeczeństwie. W tym też celu, oraz w sprawach fachowych należałoby również nadal korzystać ze wspólnego organu Pol. Tow. Politechnicznego *Czasopisma technicznego*.

Sprawa wywołała żywą dyskusję, w której przemawiali arch.: Krzyczkowski, A. Broniewski, Z. Harland, W. Rawski, Dobrzański. Następnie wybrano komitet redakcyjny, złożony z arch. W. Minkiewicza i R. Felińskiego z upoważnieniem podjęcia kroków celem współdziałania z *Czasopismem technicznym*, oraz zbadania możliwości założenia osobnego pisma architektonicznego.

Wielkie wrażenie wywarło zawiadomienie zebranych przez prezesa, arch. W. Rawskiego o zamiarze c. k. rządu oddania niemieckim architektom najważniejszych prac architektonicznych w kraju, jak projektowanie zniszczonych kościołów, kaplic, krzyżów przydrożnych i i.

W sprawie tej przygotował arch. R. Feliński pismo domagające się oddawania tych prac architektonicznych jedynie polskim siłom, a to w interesie ochrony rodzimej kultury budowlanej, której najważniejszym dokumentem są właśnie nasze kościoły i kaplice.

Uchwalając pismo owe, jako zgodne z dążeniami Koła, postanowiło Walne Zgromadzenie rozesłać je miarodajnym czynnikiem, w pierwszym rzędzie przedstawicielom naszego duchowieństwa do uwzględnienia i poparcia interesów nie tylko architektów, lecz całego naszego społeczeństwa.

**Z posiedzenia Wydziału Koła Architektów Polskich** z dnia 6 VII. b. r. Wydział wybrany na ostatniem Walnem Zgromadzeniu ukonstytuował się w następujący sposób: Przewodniczący arch. W. Rawski, zast. przew. arch. D. Krzyczkowski i J. S. Zubrzycki. Sekretarz arch. R. Feliński, zast. sekr. arch. Z. Harland, skarbnik arch. S. Piotrowski. Członkowie wydziału arch.: Kędzierski, Klimczak, W. Minkiewicz, B. Pawluc i M. Teodorowicz. Komisya lustracyjna: G. Bisanz, M. Łużecki, Świerczyński. Delegat do Wydziału Pol. Tow. Politechnicznego arch. W. Rawski. Del. do Wydziału Tow. Ochrony Zabytków arch. W. Minkiewicz.

Posiedzenie Wydziału zajmowała między innymi sprawami, kwestya urządzenia wystawy architektonicznej. Dbając mianowicie o ułatwienie zrozumienia dążeń architektury i jej zadań przy odbudowie kraju stara się Wydział o sprowadzenie do Lwowa okrzęnej wystawy architektonicznej krakowskiego Komitetu obywatelskiego dla odbudowy wsi i miast, z którym w tym celu podjął odpowiednie pertraktacje.