

Przyt. P. m. Gdział w Gdonsk  
Wrzeszcz, ul. Grunwaldzka 114

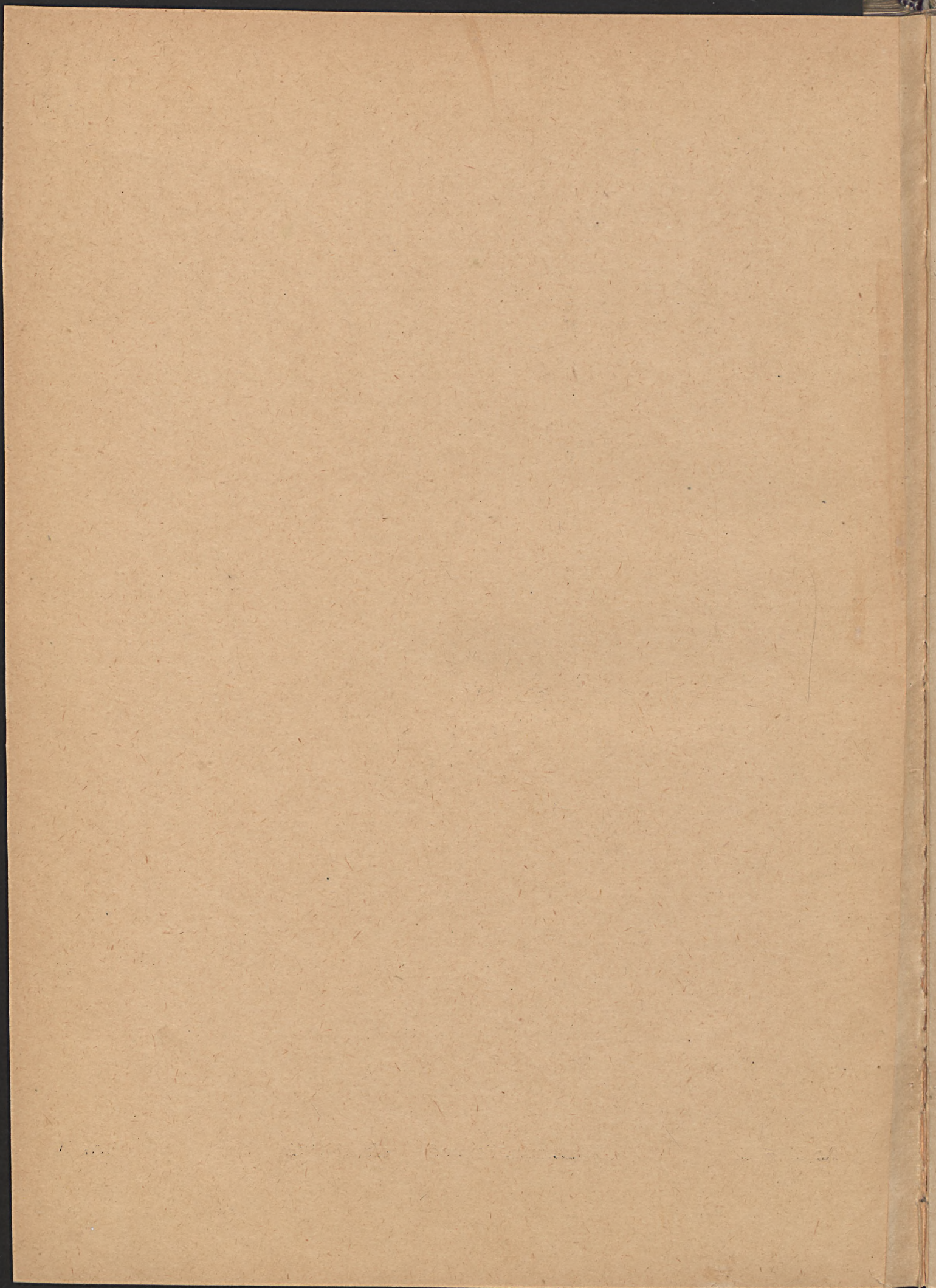
# PRZEGLĄD GEODEZYJNY



Nr 11 - 12

Warszawa, listopad-grudzień 1948

Rok IV



# SPIS RZECZY

## PRZEGLĄD GEODEZYJNY

### ROK 1948 (ROCZNIK IV)

#### I. ARTYKUŁY O TREŚCI NAUKOWO- TECHNICZNEJ

a) Pomiarы podstawowe			Nr	str.
1. Inż. Sienkiewicz Józef — Zagadnienie reformy triangulacji . . .	1	—	3	
2. Inż. Sienkiewicz Józef — Zagadnienie reformy triangulacji II . . .	2—3	—	46	
3. Inż. Wahl Bernard — Kryteria dokładności triangulacji Stanów Zjednoczonych Ameryki Półn. . .	4	—	90	
4. Inż. Gadziński Stefan — Łamane podstawy (bazy) w triangulacji . . .	4	—	114	
5. J. M. Prof. Inż. Warchałowski Edward — Triangulacja nowego typu . . .	7—8	—	204	
6. Miern. przys. Godlewski Klemens — Zastosowanie radiolokacji do pomiarów triangulacyjnych . . .	7—8	—	297	
7. Inż. Kluss Tadeusz — Wpływ długości boków i kształtów sieci triangulacyjnej na wagę funkcji wyrównanych spostrzeżeń (długie czy krótkie boki sieci triangulacyjnych) . . .	11—12	—	321	
8. Inż. Jasnorzewski Jerzy — Wyznaczenie azymutu na podstawie pomiaru odległości zenitalnych słońca w pobliżu pierwszego wertykału (po wschodzie lub przed zachodem słońca) . . .	11—12	—	348	
b) Pomiarы szczegółowe i stosowane				
1. Inż. Bramorski Kazimierz — Metoda „równych kątów“ przy pomiarach tachymetrycznych . . .	2—3	—	51	
2. Inż. Gadziński Stefan — Pokonywanie naturalnych przeszkód w ciągach niwelacji technicznej . . .	2—3	—	60	
3. Dr Inż. Kowalczyk Stefan — Optyczny pomiar odległości w miernictwie powierzchniowym i górniczym . . .	7—8	—	216	
4. Inż. Arciszewski Tadeusz, Inż. Lenkowski Gustaw — Poligonizacja portu gdańskiego . . .	7—8	—	257	
5. Inż. Gomoliszewski Jerzy — Pomiarы zabytków architektonicznych . . .	9—10	—	277	

6. Inż. Bramorski Kazimierz — Niektóre szczegóły tyczenia tuneli kolei podziemnych w Londynie . . .	9—10	—	300	
---	------	---	-----	--

#### c) pomiarы miast i urbanistyka

1. Inż. Richert Wiktor — Zagadnienie Miejscowych Urzędów Planowania Przestrzennego . . .	1	—	22	
2. Inż. Tłoczek Ignacy Felicjan — Realizacja miejscowych planów zagospodarowania przestrzennego . . .	4	—	107	

#### d) przebudowa ustroju rolnego

1. Inż. Olechowski Tadeusz — Uwzględnienie płodozmianu i mechanicznej uprawy w projektowaniu pól . . .	1	—	16	
2. Przebudowa wsi:				
a) prace naukowo badawcze związane z ustaleniem metod i dokładności oszacowania gruntów przy scaleniu . . .	1	—	37	
b) młodzież wiejska a przebudowa wsi . . .	1	—	37	
c) plany zagospodarowania terenowego . . .	1	—	38	
d) rada naukowa rolnictwa . . .	1	—	38	
e) import koni i bydła w r. 1947 . . .	1	—	38	
f) państwowy fundusz ziemi w r. 1947 . . .	1	—	38	
g) Państwowy Instytut Wydawnictw Rolniczych . . .	1	—	38	
h) spłata długu z tytułu przedwojennej parcelacji . . .	1	—	38	
i) zmiana zarządzenia o szerokości pasów drogowych . . .	1	—	39	
j) zapory wodne w rzeszowskim . . .	1	—	39	
3. Inż. Olechowski Tadeusz — Plan zagospodarowania terenowego . . .	7—8	—	243	
4. Inż. Olechowski Tadeusz — „O bonitację względną gospodarstw w przebudowie ustroju rolnego“ . . .	9—10	—	305	

#### e) fotogrametria

1. Inż. Blachut Teodor — Fotogrametria w krajach Europy . . .	1	—	29	
2. Inż. Oldrych Balcar — Multiplex . . .	7—8	—	230	
3. Inż. Frankiewicz Stefan — Zastosowanie aerofotogrametrii w leśnictwie . . .	9—10	—	294	
4. Inż. Blachut Teodor — Aerotriangulacja na autografie Wild A6 . . .	11—12	—	330	

## f) instrumentoznawstwo

1. Inż. Szancer Stefan — Uwagi do artykułu p.t. „Teodolit wiszący i jego zastosowanie” . . . . . 5— 6 —193
2. Inż. Piasecki Brunon Marian — Astrolabia o wiszącym horyzoncie . . . . . 7— 8 —263
3. Dr Inż. Kamela Czesław — Nowoczesny redukcyjny tachymetr-teodolit Kern S. A. . . . . 11—12 —334

## g) inne artykuły o treści naukowo-technicznej

1. Dr Inż. Kochmański Tadeusz — Zastosowanie krakowianów do niektórych prostych rachunków geodezyjnych . . . . . 2— 3 — 42
2. Inż. Wereszczyński Jan — Loran i P. P. I. — Radar . . . . . 2— 3 — 53
3. Inż. Wereszczyński Jan — Pomiary głębokości morza w strefie przybrzeżnej . . . . . 4 —112
4. Inż. Gadziński Stefan — Algorytm Gaussa a Banachiewicza . . . . . 7— 8 —261
5. Inż. Szancer Stefan — Zastosowanie rachunku wyznaczników do podziału trójkąta . . . . . 9—10 —308
6. Inż. Lenkowski Gustaw — Kalibracja radiogoniometru na statkach morskich . . . . . 11—12 —337
7. Inż. Piątkowski Felicjan — O chemigraficznym sposobie produkcji podziałek transversalnych . . . . . 11—12 —353
8. Dr Inż. Hausbrandt Stefan — Parę uwag dotyczących algorytmu Banachiewicza . . . . . 11—12 —355

## II. ARTYKUŁY Z DZIEDZINY ORGANIZACJI

1. Inż. Łącki Bronisław — Plan działalności Głównego Urzędu Pomiarów Kraju . . . . . 1 — 4
2. Miern. przys. Rzewski Kazimierz — Organizacja nauki i szkolnictwa wyższego . . . . . 1 — 25
3. Inż. Lipiński Bronisław — Kierunek zmian struktury zawodu mierniczego . . . . . 9—10 —274
4. Inż. Michalski Tadeusz — Na marginesie projektu reorganizacji miernictwa . . . . . 11—12 —318

## III. ARTYKUŁY DOTYCZĄCE MIERNICTWA ZA GRANICĄ

1. Inż. Łącki Bronisław — Udział mierniczych czechosłowackich w technicznych organizacjach zawodowych i społecznych w Czechosłowacji . . . . . 2— 3 — 63
2. Inż. Barański Władysław — Organizacji miernictwa w Czechosłowacji . . . . . 4 — 96
3. Inż. Bychawski Tadeusz — Projekt nowej organizacji miernictwa w Niemczech . . . . . 4 —101
4. Prof. Inż. Boehm Josef — Pomiary podstawowe Republiki Czechosłowackiej . . . . . 5— 6 —133
5. Prof. Dr Potużak Paweł — Kataraster Gruntowy w C. S. R. . . . . 5— 6 —140
6. Dr Inż. Boguszak Franciszek — Mapy Republiki Czechosłowackiej . . . . . 5— 6 —146

7. Prof. Inż. Gal Paweł — Fotogrametria w Czechosłowacji . . . . . 5— 6 —150
8. Dr Inż. Brousek Jiri — Komasaacja gruntów w Czechosłowacji . . . . . 5— 6 —155
9. Doc. Inż. Penaz Josef — Współpraca mierniczych przy planowaniu i regulacji miast i osiedli w Czechosłowacji . . . . . 5— 6 —159
10. Dr Inż. Pour Bohumil — Szkolnictwo geodezyjne i miernicze w Czechosłowacji . . . . . 5— 6 —165
11. Inż. Cerny Bohumil — Cywilni geometrzy w Czechosłowacji . . . . . 5— 6 —169
12. Doc. Dr Inż. Masek Frantisek — Czeska literatura geodezyjna . . . . . 5— 6 —173
13. Inż. Prusa Jaroslav — Organizacja pomiarów kraju oraz prac kartograficznych w Czechosłowacji . . . . . 5— 6 —180
14. Inż. Celechovsky Vilen, Inż. Klika Ladislav — Udział mierniczych czechosłowackich w wyznaczaniu granic państwa . . . . . 5— 6 —184
15. Doc. Dr Inż. Kloboucek Josef — Czeskie instrumenty geodezyjne . . . . . 5— 6 —187
16. Inż. Pudr Jaroslav — Muzeum techniczne w Pradze . . . . . 5— 6 —192
17. Miern. przys. Godlewski Klemens — Produkcja instrumentów pomiarowych w Wielkiej Brytanii . . . . . 7— 8 —264
18. Inż. Bramorski Kazimierz — Rys historyczny prac geodezyjno-kartograficznych w Wielkiej Brytanii . . . . . 11—12 —342

## IV. ARTYKUŁY OKOLICZNOŚCIOWE

1. Inż. Malesiński Mieczysław — 1948 rok — drugim etapem trzyletniego planu . . . . . 1 — 3
2. Inż. Piątkowski Felicjan — Wrażenia z wystawy i Kongresu Kartografii i Optyki we Florencji . . . . . 2— 3 — 67
3. Inż. Leszkiewicz Jan — Plan „pomiaru włócznej” wsi Malinki . . . . . 4 —117
4. Inż. Rumiński Bolesław — Wiązmy myśli i dążenia czeskich i polskich geodetów w jeden wspólny program . . . . . 5— 6 —131
5. Prof. Dr Rysavy Josef — Słowo wstępne . . . . . 5— 6 —132
6. Inż. Barański Władysław — Prezydent Rzeczypospolitej Bolesław Bierut — Pierwszym Członkiem Związku Mierniczych R. P. . . . . 7— 8 —202
7. Miern. przys. Godlewski Klemens — Pomiary lotnicze Kanady . . . . . 9—10 —310

## V. WIADOMOŚCI BIEŻĄCE — KRONIKA

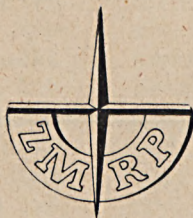
1. Wiadomość z Głównego Urzędu Pomiarów Kraju . . . . . 1 — 39
2. Wiadomości ze Związku Mierniczych R. P. . . . . 1 — 39
3. Komunikat Zarządu Głównego Z. M. R. P. . . . . 1 — 40
4. Polsko-Czeskie kontakty zawodowe . . . . . 1 — 40
5. Nowe władze Naczelnej Organizacji Technicznej . . . . . 1 — 40
6. Zjazd Inżynierów-Geodetów — Absolwentów Wydziału Geodezyjnego Politechniki Warszawskiej . . . . . 1 — 40

7. Do prenumeratorów i czytelników	1	— 40	46. Dotorat Polaka na Politechnice Związkowej w Zurichu	9—10	—313
8. Sprawozdanie Zarządu Głównego Z.M.R.P. (ocena sytuacji miernictwa, ocena działalności związku, działalność Zarządu Głównego i Oddziałów)	2—3	— 78	47. Rada Wydziału Geodezyjnego Politechniki Warszawskiej	9—10	—314
9. Komunikat Głównego Sądu Koleżeńskiego Z. M. R. P.	2—3	— 83	48. Odbudowa Domu Technika	9—10	—314
10. Inż. Hausbrandt Stefan — Parę uwag na tematy związane z działalnością Komisji Egzaminacyjnej na Mierniczych Przysięgłych	2—3	— 83	49. Sprawa Ustawy o stopniu inżyniera	9—10	—314
11. Wiadomości z Głównego Urzędu Pomiarów Kraju	2—3	— 84	50. Zjazd Organizacyjny P.Z.I. i T.B.	9—10	—314
12. Nowi inżynierowie	2—3	— 85	51. Ilość członków stowarzyszeń N. O.T. w II kwartale 1948 r.	9—10	—314
13. Wystawa Urbanistyki Czeskiej	2—3	— 85	52. Wiadomości z Zarządu Głównego Z.M.R.P.	11—12	—368
14. Rzewski Kazimierz — List do Redakcji	2—3	— 85	53. Sprostowanie	11—12	—370
15. Sprostowania	2—3	— 85			
16. Od Redakcji	2—3	— 86			
17. Komunikat Zarządu Głównego Z.M.R.P.	2—3	— 86			
18. Zjazd kierowników działów Rolnictwa i Reform Rolnych	4	—121			
19. III Walne Zgromadzenie Delegatów Z.M.R.P.	4	—121			
20. III Sesja Państwowej Rady Mierniczej	4	—123			
21. Zjazd Koleżeński Inżynierów-Absolwentów Wydziału Geodezyjnego Politechniki Warszawskiej	4	—125			
22. Wiadomości z Zarządu Głównego Z.M.R.P.	4	—127			
23. Komunikat Zarządu Głównego Z.M.R.P.	4	—126			
24. Z ostatniej chwili	4	—127			
25. Nowi inżynierowie	4	—127			
26. Sprawa Mierniczych Praktyków w świetle uchwał Walnego Zjazdu Delegatów Z.M.R.P.	4	—127			
27. Sprostowanie	4	—128			
28. List z terenu Nr 1	4	—128			
29. Wiadomości z Zarządu Głównego Z.M.R.P.	5—6	—197			
30. Komunikat Zarządu Głównego Z.M.R.P. w sprawie pośrednictwa pracy	5—6	—198			
31. Z życia Oddziału Krakowskiego Z.M.R.P.	5—6	—198			
32. Zebranie Rady Głównej N.O.T.	5—6	—198			
33. Inż. Felicjan Piątkowski — Klejenie papieru na blachach aluminiowych	5—6	—199			
34. Sprostowanie	5—6	—199			
35. Instytut Wydawniczy Z.M.R.P.	7—8	—268			
36. Wiadomości z Zarządu Głównego Z.M.R.P.	7—8	—268			
37. Obrady Komitetu Stałego Międzynarodowej Federacji Mierniczych	7—8	—269			
38. Sprawy mierniczych praktyków w świetle postulatów Związku Mierniczych R. P.	7—8	—270			
39. Doktoraty na Wydziale Geodezyjnym Politechniki Warszawskiej	7—8	—271			
40. Nowi inżynierowie	7—8	—271			
41. Wiadomości z N.O.T.	7—8	—271			
42. List z terenu Nr 2	7—8	—271			
43. Współzawodnictwo pracy w miernictwie	9—10	—313			
44. Wiadomości ze Związku Mierniczych R. P.	9—10	—313			
45. Miernicze Spółdzielnie Pracy	9—10	—313			
			VI. NEKROLOGIA		
			1. Ś. p. Inż. Tadeusz Kański	5—6	—199
			VII. RECENZJE I SPRAWOZDANIA		
			1. Comité National Français de géodesie et Géophysique 1938 rok	1	— 34
			2. Charting the Seas in Peace and War (Kartografia morska w okresie pokoju i wojny)	2—3	— 72
			3. A. Roberts — Geological structures and Maps	2—3	— 72
			4. Mechanik—Poradnik Techniczny	2—3	— 73
			5. Inż. Miedziński Jan — Technika pracy i władanie narzędziami drogowymi	2—3	— 73
			6. Inż. Czesław Gniewiński — Ulice i place	2—3	— 73
			7. Rocznik Statystyczny 1947 r.	4	—194
			8. An Introduction to Map Projections by A. D. Merriman	4—6	—194
			9. Inż. Dr Jiri Brousek „K Otazce Velikosti Rodinneho Zemedelneho Zavodu“ (Zagadnienie wielkości gospodarstwa rolnego)	5—6	—194
			10. Inż. Czesław Dąbrowski, inż. Emil Nowosielski, mgr. Marta Gruberska — Postępowanie regulacyjne na Ziemiach Odzyskanych	7—8	—265
			11. Prof. Dr Edward Stiefel — Lehrbuch der Darstellenden Geometrie (Podręcznik Geometrii Wykreślnej)	7—8	—265
			12. Tadeusz Dobrzański — Rysunek Techniczny	7—8	—266
			13. John Bygott — Map work and Practical Geography (Kartografia i Geografia Praktyczna)	7—8	—266
			14. Dr Inż. Roman Chrzęszcz — „Ueber die elektromagnetische Energiespeisung der Favarger Sekundaruhr“ (O elektromagnetycznym zasilaniu energią zegara wtórnego Favarg)	9—10	—319
			15. Nowe książki z astronomii praktycznej (F. Kepiński)	11—12	—359
			16. Prof. Dr Ing. Rysavy — Vyssi Geodesie	11—12	—361
			17. Opolski Antoni — Atlas astro-nomiczny	11—12	—364
			18. Dr Inż. Jachimowski Stanisław — Rachunek wyrównania wg teorii najmniejszych kwadratów	11—12	—370
			19. Dr Inż. Jachimowski Stanisław — Niwelacja i Tachymetria	11—12	—370

VIII PRZEGLĄD PRASY TECHNICZNEJ

- |  |      |      |   |       |        |
|--|------|------|---|-------|--------|
| 1. Zememericky Obzor — Nr 11 i 12 (listopad — grudzień 1947 rok.)  | 1    | — 35 | 18. Zememericky Obzor (Nr 2 — luty i Nr 3 — marzec 1948)  | 5— 6  | —196/7 |
| 2. Journal des Geometres Experts et Topographes Français Nr 11 i 12 (listopad — grudzień 1947)   | 1    | — 35 | 19. Geodetski List — Nr 6, 7, 8 (październik — grudzień 47)   | 5— 6  | —197   |
| 3. Tijdschrift voor Kadaster en Landmeetkunde (Nr 6 — grudzień 1947 rok.)  | 1    | — 35 | 20. Journal des Geometres Experts et Topographes Français Nr 6 — czerwiec 1948 rok  | 7— 8  | —266   |
| 4. Rivista del Catasto e dei Servizi Tecnici Erariali Nr 2 — 1946 i Nr 1 — 1947  | 1    | — 35 | 21. Schweizerische Zeitschrift für Vermessung und Kulturtechnik (Nr 6 z dnia 8 czerwca i Nr 7 z dnia 13 lip. 48)  | 7— 8  | —266/7 |
| 5. Schweizerische Zeitschrift für Vermessung und Kulturtechnik (Nr 11 — listopad i Nr 12 — grudzień 1947)  | 1    | — 36 | 22. Zememericky Obzor (Nr 5 — maj i N 6 — czerwiec 1948)  | 7— 8  | —267   |
| 6. Technika Morza i Wybrzeża Nr 11/12 (Listopad — grudzień 1947) — Polskie porty morskie   | 1    | — 36 | 23. Geodetski List — Nr 3 i 4 marzec — kwiecień 1948)   | 7— 8  | —267   |
| 7. Journal des Geometres Experts et Topographes Français Nr 1 — styczeń 1948 r. (Specjalne omówienie art. M. Massot pt. „Scalenie Gospodarstw Rolnych i Gospodarka Gruntowa“)  | 2— 3 | — 75 | 24. Journal des Geometres Experts et Topographes Français Nr 7 — lipiec i Nr 8 — sierpień 1948 rok)   | 9—10  | —311   |
| 8. Schweizerische Zeitschrift für Vermessung und Kulturtechnik (Nr 1 — styczeń i Nr 2 — luty 1948)   | 2— 3 | — 77 | 25. Schweizerische Zeitschrift für Vermessung und Kulturtechnik (Nr 8 — sierpień 1948 r.), (w omówieniu — pomiary aerofotogrametryczne na Antarktydzie) | 9—10  | —311   |
| 9. Tijdschrift voor Kadaster en Landmeetkunde (Nr 1 — luty 1948)   | 2— 3 | — 77 | 26. Schweizerische Zeitschrift für Vermessung und Kulturtechnik (Nr 9 — wrzesień 1948 rok)  | 9—10  | —312   |
| 10. Zememericky Obzor — Nr 1 — styczeń 1948 rok  | 2— 3 | — 77 | 27. Zememericky Obzor (Nr 7 — lipiec i Nr 8 sierpień 48)  | 9—10  | —312   |
| 11. Journal des Geometres Experts et Topographes Français (Nr 2 — luty i Nr 3 — marzec 1948)   | 4    | —120 | 28. Rivista del Catasto e dei Servizi Tecnici Erariali Nr 3 — 1947 r.   | 9—10  | —312   |
| 12. Tijdschrift voor Kadaster en Landmeetkunde (Nr 2 — kwiecień 1948)  | 4    | —120 | 29. Tijdschrift voor Kadaster en Landmeetkunde Nr 4 — sierpień 1948 rok   | 9—10  | —313   |
| 13. Schweizerische Zeitschrift für Vermessung und Kulturtechnik (Nr 3 z dnia 9 marca 1948)   | 4    | —120 | 30. Nowe materiały optyczne (British Science News Nr 5)   | 11—12 | —364   |
| 14. Journal des Geometres Experts et Topographes Français Nr 4 kwiecień i Nr 5 — maj 1948  | 5— 6 | —195 | 31. Journal des Geometres Experts et Topographes Français Nr 7 — wrzesień i Nr 10 — paźdź. 1948)  | 11—12 | —364/5 |
| 15. Schweizerische Zeitschrift für Vermessung und Kulturtechnik (Nr 4 z dnia 13 kwietnia 1948) (w omówieniu artykułu Inż. Bachmanna — „Bezpośredni pomiar odległości radarem“) | 5— 6 | —195 | 32. Schweizerische Zeitschrift für Vermessung und Kulturtechnik (Nr 10 paźdź. i Nr 11 — listopad 1948 rok)  | 11—12 | —365   |
| 16. Schweizerische Zeitschrift für Vermessung und Kulturtechnik (Nr 5 z dnia 11 maja 1948)   | 5— 6 | —196 | 33. Tijdschrift voor Kadaster en Landmeetkunde Nr 5 — październik 1948 rok)   | 11—12 | —365   |
| 17. Tijdschrift voor Kadaster en Landmeetkunde Nr 3 — czerwiec 1948 rok  | 5— 6 | —196 | 34. Zememericky Obzor Nr 9 — wrzesień i Nr 10 — paźdź. 1948)  | 11—12 | —365   |
|  |      |      | 35. Geodetski List Nr 5-6 — maj — czerwiec 1948 r. (art. wstępny — prof. Nikolaï Abakunov — nowy członek Jugosłowiańskiej Akademii Nauk)                | 11—12 | —366   |
|  |      |      | 36. Oesterreichische Zeitschrift für Vermessungswesen Nr 1 Nr 2 — sierpień 1948 r.  | 11—12 | —367   |
|  |      |      | 37. Il Geometra Italiano Nr 1 — Nr 8 (Styczeń — sierpień 48 r.  | 11—12 | —368   |

# PRZEGLĄD GEODEZYJNY



**Czasopismo poświęcone miernictwu i zagadnieniom z nim związanym**

**TRESC ZESZYTU:** *Inż. Tadeusz Michalski.* Na marginesie projektu reorganizacji miernictwa. — *Inż. Tadeusz Kluss.* Długie czy krótkie boki sieci triangulacyjnych. — *Inż. Teodor Blachut.* Aerotriangulacja na autografie Wild A<sub>6</sub>. — *Dr inż. Czesław Kamela.* Nowoczesny redukcyjny tachometr teodolit firmy Kern. — *Inż. Gustaw Lenkowski.* Kalibracja radiogoniometru na statkach morskich. — *Inż. Kazimierz Bramorski.* Rys historyczny prac geodezyjno-kartograficznych w Wielkiej Brytanii. — *Inż. Jerzy Jasnorzewski.* Wyznaczenie azymutu na podstawie pomiaru długości zenitalnych słońca w pobliżu pierwszego wertykału (po wschodzie lub przed zachodem słońca). — *Inż. Felicjan Piątkowski.* O chemigraficznym sposobie produkcji podziałek transwersalnych. — *Dr inż. Stefan Hausbrandt.* Parę uwag dotyczących algorytmu Banachiewicza. — *Felicjan Kępiński.* Nowe książki z Astronomii Praktycznej. — Wśród książek i wydawnictw. — Wiadomości bieżące.

**SOMMAIRE:** *Ing. dipl. Tadeusz Michalski.* Notes sur le projets de la reorganisation de la profession des geometres. — *Ing. dipl. Tadeusz Kluss.* Cotes longs et courts dans la triangulation. — *Ing. dipl. Teodor Blachut.* Aerotriangulation par autograph de Wild A<sub>6</sub>. — *Dr ing. Czesław Kamela.* Un moderne tacheometre-teodolite reducteur de Kern, S. A. — *Ing. dipl. Gustaw Lenkowski.* Calibration du radiogoniometre sur les navires transatlantiques. — *Ing. dipl. Kazimierz Bramorski.* Un essai historique sur la geodesie-cartographie en Grande Bretagne. — *Ing. dipl. Jerzy Jasnorzewski.* Mesurages de l'azimuth d'apres la longueur zenitale du soleil. — *Ing. dipl. Felicjan Piątkowski.* La production des echelles transversales par les methodes chemigraphiques. — *Dr Ing. dipl. Stefan Hausbrandt.* Quelques remarques sur l'algorithme de Banachiewicz. — *Felicjan Kępiński.* Nouveaux livres sur l'astronomie pratique. — Revue des livres et des journaux. — Actualités.

**CONTENTS:** *Eng. Tadeusz Michalski.* Some Remarks about the Scheme of Surveying Matters Reorganisation. — *Eng. Tadeusz Kluss.* Long or Short Sides. — *Eng. Teodor Blachut.* Aerotriangulation on the Autograph of Wild A<sub>6</sub>. — *D. Eng. Czesław Kamela.* Kern's Modern Direct Reading Tacheometer-Theodolite. — *Eng. Gustaw Lenkowski.* Calibration of Radiogoniometer on the Ship. — *Eng. Kazimierz Bramorski.* Historical Outline of Geodetic and Cartographic Werks in Great Britain. — *Eng. Jerzy Jasnorzewski.* After Sunrise or Before Sunset. — *Eng. Felicjan Piątkowski.* Chemigraphic Method of Production Transversal Scales. — *D. Eng. Stefan Hausbrandt.* Some Remarks about Banachiewicz Method of Elimination. — *Felicjan Kępiński.* Recent Publications about Practical Astronomy. — Recent Publications. — General Notes.

**SODIERŻANJE:** *Inż. Tadeusz Michalski.* Zаметки по вопросу реорганизации землемерья. — *Inż. Tadeusz Kluss.* Dlinnyja ili korotkija boka triangulacionnoj sieti. — *Inż. Teodor Blachut.* Aerotriangulacja na autografie Wilda A<sub>6</sub>. — *Dr inż. Czesław Kamela.* Sowremieniennyj redukcyjnyj tacheometr-teodolit Kerna. — *Inż. Gustaw Lenkowski.* Kalibracja radiogoniometra na morskich korablach. — *Inż. Kazimierz Bramorski.* Istoriceskij oczerk geodeziczsko-kartograficeskich rabot w Wielikoj Brytaniji. — *Inż. Jerzy Jasnorzewski.* Opredielenje azimuta na osnovaniji izmiereniji zeniennyh razstojaniji Solnca ublizi pierwago wertykala (po woschodzie i piered zakatom Solnca). — *Inż. Felicjan Piątkowski.* O chemigraficzeskome sposobie wydielki popierecznyh massztabow. — *Dr inż. Stefan Hausbrandt.* Nieskolko zamieczaniji kasajuszczichsia algotyma Banachiewicza. — *Felicjan Kępiński.* Nowyja knigi po prakticzeskoi astronomiji. — Sredi knig i izdaniji. — Tiekuszczyja izwiestja.

Wydawca: „Instytut Wydawniczy Związku Mierniczych Rzeczypospolitej Polskiej”. Redaguje Kolegium Redakcyjne Redakcja i Administracja: Warszawa, ul. Mickiewicza 18/13. Redaktorzy: inż. Bronisław Lipiński, inż. Janusz Tymowski. Prenumerata roczna 1.440 zł półroczna 720 zł, zeszyt 120 zł. Konto czekowe P. K. O. Warszawa, Nr 1-130.

---

# KONGRES JEDNOŚCI KLASY ROBOTNICZEJ OTWIERA DROGĘ DO DOBROBYTU MAS LUDOWYCH

---

## Na marginesie projektu reorganizacji miernictwa

*Inż. Tadeusz Michalski*

Intensywna odbudowa i rozbudowa naszej gospodarki narodowej, oraz radykalna przebudowa ustroju rolnego, stworzyły dla miernictwa polskiego sytuację, jaka była nie do pomysłenia w okresie przedwojennym. Państwo ludowe potrzebuje tak masowych usług zawodu mierniczego, że obecnie odczuwa się dotkliwy brak sił mierniczych. Planowa gospodarka wymaga odpowiedniej organizacji każdej dziedziny życia, tym racjonalniejszej, im więcej będzie się pogłębiać uspołecznienie naszej gospodarki narodowej. Trzeba zatem zastanowić się, jak powinien przedstawiać się schemat organizacyjny miernictwa w naszym obecnym ustroju ludowym i jak należałoby przeorganizować dotychczasowy ustrój służby mierniczej.

Reorganizacja jakiegokolwiek aparatu wykonawczego, jeżeli nie ma być bezcelowym i szkodliwym eksperymentem, musi doprowadzić w efekcie do usunięcia niedomagań, które dają się zauważyć w funkcjonowaniu tego aparatu w jego dotychczasowej strukturze. Rozważając zatem kwestię reorganizacji służby mierniczej, trzeba najpierw wyłowić wszystkie niedomagania obecnego ustroju tej, tak ważnej dla państwa służby i następnie poszukać dróg, wiodących do usunięcia niedomagań. Oczywiście nie można poprzestać na wyszukiwaniu niedomagań jedynie natury technicznej, bowiem nowe drogi przyszłego ustroju służby mierniczej muszą być dostosowane do obecnego ustroju państwa, a więc muszą uwzględniać możliwość włączenia tej służby w ramy gospodarki planowej i dalej, muszą usunąć

tendencje do wycisku człowieka przez człowieka.

W chwili obecnej służba miernicza jest wykonywana przez Główny Urząd Pomiarów Kraju z podległymi mu organami, dalej przez komórki pomiarowe Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych oraz Ministerstwa Komunikacji, wreszcie przez szereg samorządnie już zorganizowanych spółdzielni mierniczych oraz przez mierniczych przysięgłych wolnozawodowców. Z wyjątkiem GUPK, który obok pełnił funkcji ogólnej administracji mierniczej i ogólnego nadzoru nad całością miernictwa polskiego, zajmuje się także wykonawstwem prac, pozostałym komórkom i sektorom przypada w udziale zasadniczo tylko rola wykonawcza. Na zasadnicze pytanie, czy służba miernicza, w obecnym swym ustroju, spełnia zadania nakładane jej przez państwo, można odpowiedzieć twierdząco, bowiem zadania miernicze tak olbrzymie, były, wzgl. są sprawnie wykonywane pomimo niewielkiej liczebności sił mierniczych, obliczonych raczej na stosunki przedwojenne. To stwierdzenie nie oznacza, że obecny ustrój służby mierniczej jest właściwy i nie wymaga reform, lecz wskazuje, że nie występują zasadnicze niedomagania natury technicznej, a więc, że można przystąpić do rozpatrzenia problemu ustrojowego ze spokojem i rozwagą, bez szkodliwego pośpiechu, bez improwizacji.

W okresie przedwojennym miernictwo polskie cechowała dosłowna dezorganizacja, bowiem służba ta była całkowicie rozproszona po wielu resortach, w których w roli



agendy spełniała funkcje dostosowane tylko do wewnętrznych potrzeb danego resortu. Ogólnego nadzoru, w sensie państwowym, nad całością miernictwa nie było, istniał jedynie nadzór nad działalnością wolnego zawodu mierniczego, na którego barkach spoczywała większa część wykonawstwa prac mierniczych. Nadzór ten był tylko lokalny i dotyczył samej kwestii prowadzenia biur mierniczych. Brakło zupełnie ogólnego kierownictwa nad całością miernictwa, brakło ośrodka planującego i koordynującego wszystkie prace miernicze i brakło ośrodka gromadzącego i utrzymującego w ewidencji wszystkie wykonane plany i operaty miernicze. Zdarzały się często wypadki, że na tym samym obiekcie wykonywano kilkakrotnie pomiary z ramienia różnych resortów. Taki szkodliwy stan rzeczy nie mógł istnieć w odrodzonej Polsce i dekret z dnia 30 marca 1945r. dokonał tu radykalnego cięcia, tworząc centralny ośrodek dyspozycyjny dla spraw miernictwa: Główny Urząd Pomiarów Kraju. Dzień 30 marca 1945 r. jest wielkim dniem w historii miernictwa polskiego, bowiem wspomniany dekret wyznaczył tej służbie nowe drogi rozwoju. Jednak przyzwyczajenia przedwojenne, po części też warunki istniejące w marcu 1945 r. sprawiły, że GUPK objął dwie funkcje, które powinny być rozdzielone. Wydaje się, że reorganizacja miernictwa powinna doprowadzić przede wszystkim do rozdzielenia funkcji administracji i nadzoru, od funkcji wykonawstwa prac mierniczych, bowiem wykonawstwo wtłoczone w ramy ogólnej administracji państwowej, ulega zeszczywnieniu i biurokratyzowaniu, co oczywiście nie przyczynia się do zwiększenia wydajności pracy zwłaszcza, że przy zespoleniu tych dwóch funkcji marnuje się wiele sił fachowych, zajętych wówczas administracją, odpowiednio rozbudowaną. Dalej, reorganizacja musi usunąć możliwość nawrotu do stosunków przedwojennych, gdzie uprawnienia mierniczego przysięgłego były okazją do stosowania wyzysku sił pomocniczych, gdzie mierniczy przysięgły przeobrażał się w wyłącznego przedsiębiorcę, a wykonawstwo prac, wymagające jego osobistej pracy jako fachowca, spoczywało w ręku osób przyuczonych, co oczywiście musiało odbić się na jakości prac mierniczych.

Chcąc przeprowadzić najbardziej celową reorganizację służby mierniczej dla dobra państwa i jednostki, trzeba wniknąć bliżej w rodzaj pracy mierniczej. W zawodzie mierniczym nie można stosować szablonu, bowiem wynik pracy pod względem jakości i wydajności zależy przede wszystkim od podejścia wykonawcy do zagadnienia, od jego osobistej staranności, cierpliwości i całkowitego oddania się sprawie. W miernictwie wiele zagadnień jest tego ro-

dzaju, że powiększenie zespołu pomocników nie daje efektu, a jaka bądź nadbudówka dyspozycyjna prowadzi tylko do zwiększenia kosztów ogólnych, a często, przez zbiurokratyzowanie, do zmniejszenia wydajności pracy. Przy tego rodzaju zagadnieniach wykonawstwa mierniczego osiąga się największy efekt, gdy właściwy fachowy wykonawca jest pozostawiony sam na sam ze swoją pracą i z nią się zrośnie. Pewną analogię znajdujemy w pracy lekarza-chirurga, któremu również nic nie da nadbudówka dyspozycyjna, jakoteż za daleko posunięte powiększenie sztabu asystentów. Podobnie, jak chirurg, mierniczy nie jest kierownikiem zespołu, który pod jego okiem wykonuje pewną pracę, pewne dzieło, jak to np. ma miejsce przy budowie domu, czy gmachu, gdzie pod okiem kierownika (architekta) pracuje cały sztab specjalistów: murarzy, cieśli, stolarzy, monterów itp. Mierniczy jest w jednej osobie organizatorem, kierownikiem i właściwym wykonawcą. Praca mierniczego jest podobna do pracy architekta tylko wówczas, gdy tenże opracowuje projekt domu, czy gmachu lub innej budowli, bowiem wówczas architekt jest również właściwym wykonawcą projektu, mając do dyspozycji niewielki zespół pomocników technicznych, wykonujących pod jego okiem mniej lub więcej mechaniczne czynności. Z tego wynika, że wykonawstwo miernicze opiera się w zasadzie na niewielkim zespole, złożonym z właściwego fachowego wykonawcy (mierniczego) oraz z mniej fachowo przygotowanego technika i kreślarza, a przy pracach terenowych, dodatkowo z małej grupy pomocników fizycznych.

Oczywiście nie brak prac mierniczych przy których jest możliwa i wskazana praca wielozespołowa, ale muszą to być prace zasadniczo jednorodne i o wielkim zasięgu terenowym. Lecz i wówczas ogniwem wykonawczym jest poszczególny mały zespół złożony z mierniczego i niewielkiej liczby pomocników. Taka wielozespołowa praca wymaga wtedy pewnego ośrodka dyspozycyjnego, kierującego całością pracy. Jeżeli jednak poszczególne małe zespoły wykonują prace niejednorodne, to mogą one nie być ze sobą powiązane kierownictwem technicznym, wystarczy bowiem złączenie zespołów jednym ośrodkiem dyspozycyjnym gospodarczym. Tym więcej nie jest potrzebna poszczególnym małym zespołom jakakolwiek nadbudówka wyższej instancji. Taka nadbudówka nie jest też potrzebna wielozespołowej grupie wykonawczej. Wracając do przykładu pracy chirurga stwierdzimy, że ma sens złączyć gospodarczo kilku chirurgów w jednym szpitalu, gdzie będą korzystać wspólnie z urządzeń i częściowo ze sztabu pomocników, natomiast nie ma celu stwarzać im nadbudówki fachowej

centralnej, np. w stolicy państwa. Oczywiście trzeba tu znów wyraźnie podkreślić, że musimy rozróżnić dyspozycje gospodarczą lub techniczną, od nadzoru w sensie ogólnopaństwowym, od ośrodka planującego i koordynującego całość prac, bowiem odpowiedni nadzór posiada i musi posiadać także praca chirurga.

Jeżeli chodzi o miernictwo, to nadzór ogólny nad całością służby mierniczej musi znajdować się w ręku jednej centralnej władzy dyspozycyjnej, samodzielnej gospodarczo, która swe zadania będzie wykonywać najsprawniej w 3-ch instancjach. Do niej musi należeć planowanie ogólne i koordynowanie prac mierniczych w zasięgu państwowym, utrzymywanie archiwów mierniczych, nadzór i kontrola techniczna, prace normatywne i legislacyjne itp. Taką centralną instytucją jest Główny Urząd Pomiarów Kraju z podległymi mu Wydziałami Pomiarów w 2-jej instancji i Referatami Pomiarów w 1-jej instancji.

Przechodząc do omówienia organizacji w y k o n a w s t w a prac mierniczych trzeba wziąć pod uwagę właściwość charakteru pracy mierniczej, o czym wyżej była mowa, a więc trzeba z góry stwierdzić, że hierarchia trzy — a nawet dwustopniowa jest tu zbyt duża, a w każdym razie kosztowna i doprowadzająca aparat wykonawczy do zeszytynienia i zbiurokratyzowania. Chcąc rozważyć możliwość celowej reorganizacji wykonawstwa robót mierniczych, należy przede wszystkim podzielić te prace na trzy zasadnicze grupy:

a) prace o zasięgu państwowym, tzn. prace, gdzie obiektem pomiarowym jest obszar całego państwa, które wymagają wielkiego zespołu różnych grup specjalistów złączonych w jedną samodzielną jednostkę gospodarczą, wyposażoną bogato w precyzyjny sprzęt pomiarowy i liczny tabor samochodowy;

b) prace o średnim zasięgu, przeważnie różnorodne, gdzie poszczególne oderwane obiekty pomiarowe obejmują najwyżej kilka gromad, a więc gdzie dobra organizacja i sprawne wykonanie wymaga rzucenia na poszczególne obiekty kilka małych zespołów fachowych, często różnych specjalności, wykonujących swój wycinek pracy samodzielnie, ale złączonych jedną dyspozycją gospodarczą, wyposażoną w średnio precyzyjny sprzęt pomiarowy, ewent. także w mały tabor samochodowy;

c) prace drobne, o małym zasięgu, stanowiące oderwane i niezależne obiekty pomiarowe, które mogą być sprawnie wykonane przez pojedynczy mały zespół, złożony z jednego fachowca o pełnych kwalifikacjach oraz jednego, lub najwyżej dwóch pomocników.

Narzuca się samo, że prace wymienione pod a) może wykonywać tylko wielkie przedsię-

biorstwo miernicze, jedno na całe państwo, gospodarczo samodzielne, działające z jednego miejsca, np. ze stolicy, bowiem przy pracach o zasięgu państwowym dalekie dojazdy są zjawiskiem normalnym i zrozumiałym, a miejsce zamieszkania pracownika musi być tu obojętne wobec jednego i tego samego obiektu pomiarowego, obejmującego obszar całego państwa. Ze względu na kosztowne wyposażenie techniczne biura, oraz znaczenie wykonywanych robót dla państwa, takie wielkie przedsiębiorstwo może być tylko p a ń s t w o w e. Powyższa wielozespołowa grupa pomiarowa, jako Państwowe Przedsiębiorstwo Pomiarowe, przejęłoby wykonawstwo prac mierniczych, prowadzonych dotychczas przez GUKP, mianowicie: triangulację i niwelację krajową, fotogrametrię i prace związane z opracowaniem mapy gospodarczej państwa. Personel takiego przedsiębiorstwa można by łatwo przetrzącać do prac dla państwa w danej chwili najbardziej pilnych i wymagających dobrze zorganizowanego i odpowiednio wyposażonego wielkiego aparatu wykonawczego, a więc łatwo włączyć w ramy gospodarki planowej. Nie powinno być trudności formalnych w przejściu wyposażenia technicznego od GUPK przez przedsiębiorstwo państwowe, więc zorganizowanie wspomnianego przedsiębiorstwa nie wymagałoby poważniejszych dodatkowych inwestycji ze strony państwa. Natomiast efekty pracy zorganizowanego biura nie dałyby na siebie długo czekać, gdyż liczny fachowy personel, najczęściej wysoko kwalifikowany, byłby przetrzącony z administracji do właściwej pracy technicznej.

Z zasięgu prac wymienionych pod b) wynika bezpośrednio, że dla ich sprawnego wykonania powinny istnieć przedsiębiorstwa miernicze kilkunastoosobowe, rozmieszczone na terenie kraju z uwzględnieniem nasilenia prac w poszczególnych rejonach, a więc n i e r ó w n o m i e r n i e. Z charakteru omawianych prac wynika dalej, że przedsiębiorstwa rejonowe mogą spełniać swe zadania bez jakiegokolwiek nadbudówki dyspozycyjnej, a więc mogą być jednostkami gospodarczo samodzielnymi, działającymi jedynie pod ogólnym nadzorem GUPK, wzgl. właściwego Wydziału Pomiarów. W chwili obecnej zadania miernicze w zasięgu b) spełniają w nieznanym stopniu Wydziały Pomiarów, w większej części zaś Wydziały Pomiarów Rolnych oraz samorzutnie już zorganizowane spółdzielnie miernicze, po części także liczebnie silniejsze biura prywatne mierniczych przysięgłych. Chcąc odpowiedzieć na pytanie, czy byłoby wskazane zorganizować rejonowe państwowe przedsiębiorstwa pomiarowe, dysponujące kilkunastoosobowymi zespołami fachowców i odpowiednią ilością sił pomocniczych, trzeba uwzględnić szereg momentów zasadniczych. Przede wszystkim obecne wielkie nasi-

lenie robót mierniczych jest tylko chwilowe, bowiem po zakończeniu prac regulacyjno-osiedleńczych spadnie ono raptownie. Zakres prac z ramienia Min. Roln. i Ref. Rolnych ograniczy się wówczas głównie do akcji scalenia gruntów, gdzie cała masa mniej kwalifikowanego personelu, obecnie z pożytkiem zatrudnionego przy regulacjach, nie będzie mogła być zatrudniona bez odpowiedniego doszkolenia. Niewątpliwie ciężar prac przeniesie się na pomiary miast i ważniejszych rejonów objętych planowaniem przestrzennym, na prace związane z mapą gospodarczą kraju, z założeniem nowego katastru itp. Prace te również będą wymagały pełniejszych kwalifikacji od wykonawców, niż prace regulacyjno-osiedleńcze, poza tym nasilenie prac będzie się koncentrowało w różnych rejonach. Z tego wynika, że rejonowe biura wykonawcze nie mogą być pomyślane jako twory sztywne co do ilości personelu, ani nawet co do miejsca siedziby. Są to momenty nie przemawiające za koncepcją tworzenia rejonowych biur państwowych. Drugim bardzo ważnym argumentem przeciw takiej koncepcji jest niemożliwość istnienia rejonowego przedsiębiorstwa państwowego tej samej branży jak centralne, wielkie przedsiębiorstwo, a jednak gospodarczo samodzielne, a przecież wyżej stwierdziłem, że w miernictwie rejonowe biuro wykonawcze nie potrzebuje organizacyjnie nadbudówki i że ta nadbudówka tylko powiększy koszty ogólne, usztywni procedurę doboru personelu i powiększy aparat sprawozdawczy, który będzie dwutorowy: wobec bezpośredniego zleceniodawcy i wobec centrali. Dla państwa jest również wygodniej posiadać pewien aparat wykonawczy rezerwowo bez obciążania swojego budżetu personalnego, przynajmniej w pierwszej fazie socjalizacji życia gospodarczego i także bez dokonywania inwestycji w wyposażenie techniczne, które w tej chwili posiadają bądź spółdzielnie miernicze, bądź mierniczowie wolnozawodowcy. Poza tym nie można zlekceważyć faktu, że specyficzna praca mierniczego wytwarza pewien typ czło-

wieka, który chętniej i wydajniej pracuje w zespole, gdzie nie odczuwa sztywnego biurokratyzmu. Z tych względów wydaje się bardziej celowe pozostawienie wykonawstwa prac w zasięgu b) spółdzielniom miernicznym, które swoją organizację, swoje siedziby i swój zakres działania dostosują do rodzaju i nasilenia prac mierniczych. Celowym natomiast będzie utworzenie specjalnej branżowej Centrali Spółdzielni Mierniczych, której zadaniem byłoby zaopatrywanie spółdzielni w potrzebne materiały i narzędzia, wykonywanie nadzoru gospodarczego łącznie z przeprowadzaniem rewizji dla celów podatkowych. Zorganizowana w ten sposób spółdzielczość miernicza dałaby się również bez trudności włączyć w ramy gospodarki planowej państwa, można by doprowadzić do uporządkowania systemu płac we wszystkich spółdzielniach mierniczych.

W obecnej chwili nie wydaje się szkodliwą dla państwa możliwość istnienia większych biur prywatnych, działających w zasięgu prac pod b), o ile biura te stosowałyby zasady zatrudniania i wynagradzania swych pracowników jak w spółdzielniach, przez co byłby wykluczony wycisk sił pomocniczych. Taka analogia istnieje obecnie w przemyśle budowlanym.

Przechodząc wreszcie do prac o zasięgu c) i biorąc pod uwagę charakter tych prac trzeba stwierdzić, że najbardziej celowym zespołem wykonawczym jest tu indywidualny mierniczy przysięgły z jednym lub najwyżej dwoma pomocnikami. Ci wolnozawodowcy, rozsiani w terenie na poszczególnych powiatach, stanowią dalszą rezerwę państwowej służby mierniczej bez obciążenia budżetu personalnego państwa. W zakresie ich działania byłyby drobne zlecenia osób prywatnych oraz częściowo większe prace na zlecenie państwa wzgl. instytucji. Lecz i tu jest konieczna pewna ingerencja państwa w sensie wykluczenia wycisku sił pomocniczych i postawienia warunku, że mierniczy przysięgły jest przede wszystkim fachowym wykonawcą, a nie uprawnionym przedsiębiorcą.

*Inż. Tadeusz Michalski*

## **Wpływ długości boków i kształtu sieci triangulacyjnych na wagę funkcji wyrównanych spostrzeżeń (długie czy krótkie boki sieci triangulacyjnych) \*)**

*Inż. Tadeusz Kluss*

Zagadnienie to poruszane niejednokrotnie w triangulacji staje się w obecnej dobie szczególnie interesujące i wywołuje sprzeczne sądy. Temat ten w literaturze geodezyjnej nie został wyczerpany choćby z tej przyczy-

ny, że obliczenie wagi funkcji w złożonej i wielkiej sieci jest rzeczą zbyt uciążliwą. Jeżeli chodzi o rozwiązanie praktyczne, to należałoby posiadać dwie sieci na tym samym obszarze, o bokach małych i wielkich,

\*) UWAGA: Z powodu braku odpowiednich czcionek, jako symbolu pochodnych cząstkowych użyto znak  $\delta$

à następnie, po wyrównaniu obu sieci niezależnie, obliczyć wagę dowolnej lecz tej samej funkcji w jednej i drugiej sieci. Brak tego rodzaju danych nie pozwalał na rozwiązanie tego zagadnienia na tej drodze. Dotychczasowe rozwiązania teoretyków opierają się na badaniu sieci triang. o kształcie uproszczonym oraz stosowaniu metod przybliżonych; jest to zrozumiałe — jak wspomniano — spowodu trudności zagadnienia.

Ostateczne wnioski teoretyków skłaniają się raczej ku sieciom o bokach długich, a jeżeli, niektórzy z nich, zalecają i sieci o bokach krótkich to z zastrzeżeniem: wzmocnić je dodatkowym pomiarem baz i azymutów.

Przy badaniu tego zagadnienia należy odróżnić momenty natury ekonomicznej od badania dokładności jako zjawiska niezależnego. Cel jakiemu ma służyć triang. i porównanie dokładności same rozstrzygną o wyborze. Poza tym, koszty obu triang. — niezależnie od dokładności — wymagają dyskusji i, jak dotąd, nie zostały prawie podjęte.

W artykule niniejszym, ograniczę się do podania niektórych wyników i sądów charakterystycznych i — co jest zrozumiałe — przeciwstawnych.

#### A.

1. W podręczniku Jordana oraz rozprawie dr Cz. Kameli, wyczerpująco traktującej ten temat (między innymi), zagadnienie postawione jest następująco: jaki jest błąd boku  $S_{1-2}$ , podanego zapomocą funkcji wyrównanych spostrzeżeń.

Dla ułatwienia odpowiedzi użyję łańcuch pojedynczy o równych bokach i kątach. rys. 1

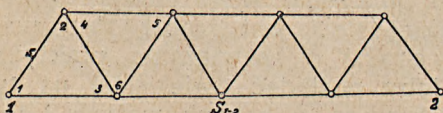
Wyrażając  $S_{1-2}$  jako funkcję kątów i bazy:  $S_{1-2} = F(1, 2, 3, 4, \dots, s)$  dochodzi się w znany sposób, przy pomocy równań normalnych i przenośnych, do wzoru:

$$M_{S_{1-2}} = s \frac{m_0}{\rho''} \sqrt{\frac{4n^3 - 3n^2 + 5n}{9}}$$

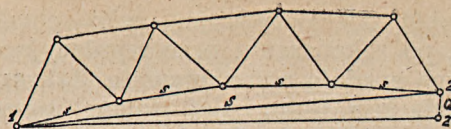
gdzie  $n$  = ilości boków trójkątów od 1 do 2;  $m_0$  średni bł. jedn. kąta;  $s$  — baza.

Dla łańcucha, w którym  $s = 30$  km.;  $n = 4$  (a więc  $S_{1-2} = 120$  km.) otrzymamy:

$$M_{S_{1-2}} = \pm m_0 \cdot 0.000732$$



Rys. 1.



Rys. 2.

natomiast w łańcuchu, w którym  $s = 6$  km.,  $n = 20$  (a więc  $S_{1-2}$  równa się również 120 km.) otrzymamy:

$$M_s = \pm m_0 \cdot 0.001704$$

Widzimy więc, że w wypadku użycia krótkich boków błąd boku  $S_{1-2}$  został wyznaczony z błędem większym, niż przy użyciu boków długich (przy założeniu, że błędy katowe w obu łańcuchach są te same). Jeżeli użylibyśmy boki o długości 1 km., błąd zwiększyłby się znacznie.

2. Następnym pytaniem opiewa: jaki jest skręt poprzeczny boku  $S_{1-2}$  w łańcuchu trójkątów. Skręt ten wyraża się wzorem:

$$Q = \frac{m_0}{\rho''} S_{1-2} \sqrt{\frac{n(2n-1)}{6(n-1)}}$$

gdzie  $n$  równa się ilości punktów poligonalnych. Jeżeli przyjmiemy, jak na rysunku 2:  $n = 5$ ; ( $S_{1-2} = 120$  km.) to będzie:

$$Q = 1.3 \frac{m_0}{\rho''} S_{1-2}$$

dla małych trójkątów o bokach 10 km.,  $n$  równy będzie 13 zaś błąd poprzeczny wyniesie:

$$Q = 2.1 \frac{m_0}{\rho''} S_{1-2}$$

Powyższe można też obliczyć wzorem:

$$Q = \frac{m_0}{\rho''} s \sqrt{\sum_{i=1}^n i^2}$$

gdzie:  $i = 1, 2, 3, 4, \dots, n$ ;  $n$  = ilości boków ciągu poligonalnego;  $s$  — długość boku.

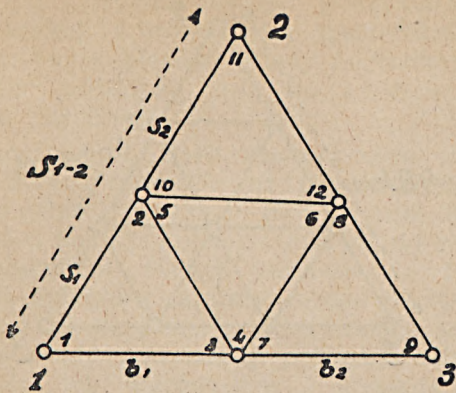
3. Następnym zagadnieniem jest:

Jakie należy używać trójkąty, małe czy wielkie?

Celem otrzymania odpowiedzi założono na tym samym obszarze jeden trójkąt wielki i cztery małe (jak na rysunku 3):

Przyjęto przy tym, że pomierzono 2 bazy  $b_1$  i  $b_2$  ( $b_1 = b_2$ ). Pytanie opiewa, jaki jest błąd boku  $S_{1-2}$  w wypadku, gdy: 1) bok ten wyrazimy jako funkcję z trójkąta wielkiego, i 2) wyrazimy ten bok jako funkcję z sieci złożonej z trójkątów małych.

W obu wypadkach błąd tej funkcji znajdujemy w znany sposób i otrzymujemy:



Rys.

$M_{S_{1-2}} = 0 \cdot 00000396 m_0$  w trójkącie wielkim,  
oraz:

$M_{S_{1-2}} = 0 \cdot 00000379 m_0$  w 4 trójkątach małych  
a więc wyniki prawie równe.

Należy tu jednak zauważyć, że przy użyciu 4-ch trójkątów przybywa pracy 4-ro krotnie więcej, oraz, że decydując się na małe boki mierzylibyśmy, w praktyce, tylko jedną bazę; wtedy zagadnienie sprowadziło się by do wypadku omówionego w p. 1).

4. W nast. zagadnieniu poruszoną została sprawa użycia przekątnych w sieciach triang. Odpowiednia analiza wykazuje korzyść z ich użycia co dodatnio wpływa na statyczność sieci o krótkich i długich bokach.

Jak z powyższego widać, użycie łańcuchów o długich bokach mniej wpływa na wielkość oddłużenia i skreśtu, niż w sieciach o bokach krótkich.

Powyższe przykłady nie rozwiązują jednak zagadnienia ostatecznie; nasuwają się np. wątpliwości w rozwiązaniu zagadnienia w p-cie 3). Otrzymaliśmy tam bowiem prawie równe wyniki na błąd boku  $S_{1-2}$  przy czym, używając 4-ry trójkąty i dwie bazy, otrzymaliśmy w wyniku powiększonej pracy dwa dodatkowo wyznaczone punkty, które w pierwszym wypadku, nie zostały ani pomierzone ani wyrównane. Można by więc sądzić, że zwiększona praca opłaciła się.

Ten sposób rozumowania dałby się utrzymać, gdybyśmy, np., przeszli z boków 30 km. na 15 km., bo przy tym przyjęciu nietrudno by uzyskać, w sieci 15 km., błąd kąta  $m_0$  równy błędowi w sieci o wielkich bokach. Jednakże, gdybyśmy założyli sieć o bokach np. 1 km. i chcieli w niej uzyskać błąd  $m_0$  równy błędowi w sieciach o bokach długich, to — zwiększyło by to koszt niepomiarne. Natomiast sieci o bokach długich dają doskonałe oparcie dla sieci niższych rzędów. W sieciach tych zakładamy z góry, że im dalsze rzędy tym dokładność pomiaru może być

mniejsza, a to z dwu powodów: 1) ostateczny cel praktyczny zostaje osiągnięty (np. błąd względny 1:20000), oraz 2) koszty pomiaru i przygotowań, choćby równe czy nieco większe, opłacają się znacznie w skutek uzyskania wysokiej dokładności sieci I rz., zdolnej zaspokoić i cele naukowe i praktyczne czego w sieci o bokach 5-cio, czy 1-km nie można by osiągnąć bez bardzo wysokich kosztów. Właśnie na ten moment należy zwrócić szczególną uwagę: w miarę zmniejszania się długości boków, chcąc utrzymać ten sam błąd kąta, co np. w sieci o bokach 40 km., zwiększamy niepomiarne pracę (koszt). Przy pewnej długości boków wymagana dokładność zachować się nie daje (praktycznie), natomiast dokładność wyznaczenia błędu funkcji maleje. Przy takim przedstawieniu problemu wydaje się zrozumiałym, że winniśmy poszukiwać granicy, przy której dokładność i opłacalność znajdują się we właściwej proporcji.

Poprzestając na zwięzłym podaniu wyników teoretycznych i częściowych wniosków raczej natury ekonomicznej — przechodzę do narysowania zapatrywań wprost przeciwnych, zaczerpniętych z artykułu inż. Sienkiewicza o reformie triang. projektowanej przez prof. Bastl'a (Przeгляд Geod. I-1948 r.).

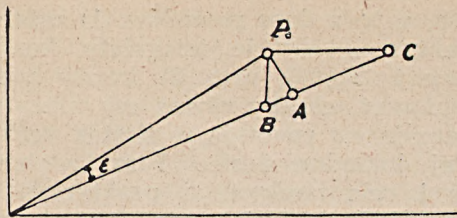
## B.

Prof. Bastl stawia zagadnienie wyraźnie: triangulację o bokach długich należy odrzucić i zastąpić ją triang. o bokach 1-no kilometrowych.

Streszczenie artykułu jest utrudnione spowodu braku jasnej postawy teoretycznej prof. Bastl'a. Artykuł rozpatruje wartość (wagę) długiej i krótkiej celowej, gdy obie pomierzone z tego samego stanowiska. Wydaje się, że wnioski stąd wysnute nie prowadzą do celu, bo — zagadnienie zasadnicze opiewa: długie, czy krótkie boki w sieciach triang.

Przy tak postawionym zagadnieniu nie będziemy rozpatrywać celowe krótkie i długie na tym samym stanowisku, bo — takich stanowisk nie będzie.

Zwalczając zasadę od „ogółu do szczegółu“, posługuje się prof. Bastl ogólnymi argumentami, jak: „...żadne poczynania, roszczące sobie prawo do wielkiej dokładności nie zaczynają się na wielką skalę, gdyż mogłoby to doprowadzić do mylnej oceny badanego zjawiska...“. Ponieważ teoretycznych uzasadnień prof. Bastl nie podaje, wystarczyłoby równie akademicka odpowiedź: wszelkie badania ściśle porównują zjawiska indywidualne z prawami ogólnymi, uważając prawa ogólne za ramy wytyczone zasadami np. matematycznymi, którym szczególnie poddać się muszą...



Rys. 4.

Wydaje się, że prof. Bastl nie poddał właściwej krytyce metody „od ogółu do szczegółu“.

A teraz kilka szczegółów:

Rysunek 1 i 2 (wspomnianego art.) posłużył do ułożenia nast. prawa:

$$P_x + P_y = P_q$$

tzn., że wagi zależą tylko od długości celowej a zupełnie nie zależą od kierunku celowej.

Wzór powyższy został wyprowadzony przy pomocy rys. 4.

Na błąd poprzeczny przyjęto tu  $P_0 A$ , wielkość odpowiadającą kątowi  $\varepsilon$ , zaś  $P_0 C$  i  $P_0 B$  uważane są za błędy tego przesunięcia poprzecznego  $P_0 A$ .

Taka interpretacja nie jest właściwa. Składowymi przesunięcia poprzecznego czyli „błędami“ (ściślej — jak się później okaże — niewiadomymi) są wielkości  $dx$  oraz  $dy$  według rysunku 5:

z rysunku tego czytamy:

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \text{ lecz:}$$

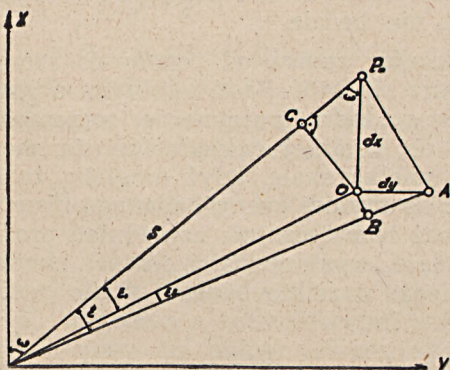
$$\varepsilon_1 = \frac{OC}{s} \rho'', \quad \varepsilon_2 = \frac{OB}{s} \rho''$$

$$OC = dx \sin \omega, \quad OB = dy \cos \omega$$

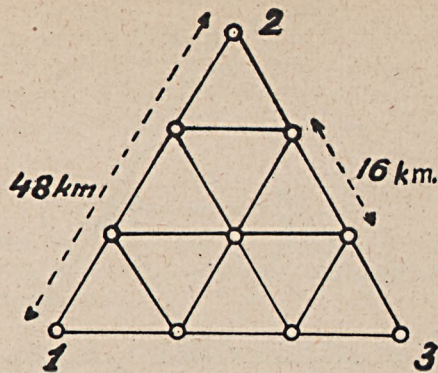
podstawiając powyższe w równanie pierwsze otrzymamy:

$$d\omega = -\rho'' \frac{\sin \omega}{s} dx + \rho'' \frac{\cos \omega}{s} dy$$

(założenie:  $dx$  w górę od  $O$  ma znak minus).



Rys. 5.



Rys. 6.

Otóż, jak z powyższego widać, z poprzecznego przesunięcia odpowiadającego błędowi  $\varepsilon$  i długości  $s$  można wyprowadzić związek zawierający niewiadome  $dx$ ,  $dy$ , które wyznacza się metodą wcinania (pośredniczącą). Same błędy tych niewiadomych tj. błąd punktu wyznacza się, w wiadomy sposób, nie tak prostą drogą jak na rysunku 1.

Następnie w artykule czytamy: „...Trójkąt I rz. o długości boku  $D_1 = 48$  km. wypełniamy trójkątami II rz.  $D_2 = 16$  km. Wtedy stosunek wag współrzędnych równy będzie:

$$\frac{P_1}{P_2} = \left(\frac{D_2}{D_1}\right)^2 = \left(\frac{16}{48}\right)^2 = \frac{1}{9} \text{ .}''$$

Figura odpowiednia wyglądać będzie (rys. 6):

Otóż, jak wykazano w p. A — 1, 2, 3, błędy  $M_{S1-2}$  i  $Q$  są korzystniejsze właśnie dla sieci I rz.

Wnioski, do których dochodzi prof. Bastl, powstały na skutek użycia wzoru:

$$\frac{P_1}{P_2} = \left(\frac{D_2}{D_1}\right)^2,$$

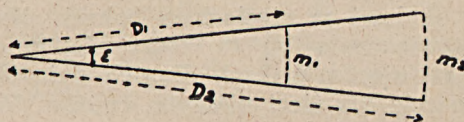
który otrzymano następująco:

Jeżeli przyjmiemy, że  $m_1$  jest błędem, odpowiadającym celowej  $D_1$  zaś  $m_2$ , odpowiadającym  $D_2$  — to otrzymamy (rys. 7):

$$\frac{m_1}{m_2} = \frac{D_1}{D_2} \text{ a następnie:}$$

$$\frac{P_2}{P_1} = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2$$

Taka prostolinijna interpretacja jest niewłaściwa (nawet, używając pomocniczy współczynnik — jak to czyni prof. Bastl — równy



Rys. 7.

$\sqrt{3}$  (patrz artykuł). należy poszukiwać tu błędu funkcji wyrównanych spostrzeżeń, jak czyni to teoria błędów. Wtedy dochodzimy do wyników podanych pod A) i uzyskujemy wnioski przeciwne.

Ponieważ prof. Bastl nie przytacza innych teoretycznych dowodów na poparcie tezy, że sieci o wielkich bokach dają wyniki gorsze od sieci o bokach krótkich, przejdę do pobieżnego omówienia innych zarzutów, a to, ze względu na ogólne zainteresowanie się tą sprawą. Prof. Bastl pisze: „...Klasyfikacja trójkątów na rzędy powstała z potrzeby ustalenia kolejności ich wyrównania i wymaga pewnych założeń, które zostały przyjęte dowolnie, bez głębszej analizy w oparciu o dogmat od ogółu do szczegółu...“ oraz, że — „...było to mylne założenie podświadome...“. Następnie: „dzięki takiej metodzie wyrównania, następuje nawarstwienie błędów a mianowicie: błędy punktów II rz. składają się z dwu warstw — błędów punktów I rz. + błędy II rz.; błędy III rz. składają się już z trzech warstw itd.“. Następnie: „Zamiast traktować wszystkie punkty równorzędnie dzieli się je dowolnie i sztucznie na rzędy i zaspokaja się je w kolejności ich hierarchii, punkty szczegółowe znajdują się na szarym końcu chociaż są najpotrzebniejsze...“.

Postawione zarzuty wymagałyby choćby pobieżnego wglądu w historię omawianej dziedziny; prof. Bastl tego nie czyni. A wydaje się, że sprawa wyglądała następująco: w początkowym stadium rozwoju triang. nie zajmowano się analizą krótkich czy długich boków, czy też podziałem na rzędy z prostej przyczyny: pierwotne triang. służyły raczej celom naukowym; z biegiem lat istniejące sieci rozwinęto, zapomocą rzędów, dochodząc do punktów szczegółowych. Jeżeli było to intuicyjne wyczucie (prócz ekonomicznych powodów), że postępuje się dobrze to praktyka a następnie badania teoretyczne potwierdziły tę słuszność: zakładane poligonizacje (dobre) wiązały się z dobrą triang. Pomińmy tu narazie moment późniejszy, gdzie triang. miały być kontrolą poligonizacji (ściśle zagadnienie nigdy tak postawionym nie zostało). Dla wyjaśnienia dodajmy natomiast, że czyniono tak raczej, by uzyskać harmonię, zgodność pomiędzy wynikami różnych poligonizacji, które tylko przy pomocy punktów triang. uzyskiwały potrzebną jednolitość.

W rozważaniach pomija się moment istotny: uzyskanie celu jednolitości w poligonizacji a zwraca uwagę, na przykład, na różnicę dokładności w rzędach, spadek dokładności, koszt wysokich wież i obserwacji długich celowych itp.; zarzuty te nie poparto żadnymi dowodami, wprost przeciwnie, teoria uzasadnia wartość sieci o średnio długich bokach i kątach

możliwie równych, zaś praktyka wykazuje przydatność niższych rzędów do poligonizacji.

Triang. wielkich miast (które też posiadają swoje rzędy), i wnikliwe analizy błędów potwierdzają — pośrednio — wartość przyjętych metod.

Jeżeli zwracamy uwagę na zwiększenie się błędów względnych w triang. niższych rzędów, to winno się wydawać to słusznym skoro zmniejszamy dokładność pomiarów kątowych. Natomiast, dokładność zmniejszamy, kierując się słusznym celem: osiągnięcia mniejszych kosztów.

Jeżeli np. otrzymamy błąd względny  $\frac{1}{10000}$  a wynik ten odpowiada naszym potrzebom, to — osiągnęliśmy cel. Powiększając dokładność rzędów II, III lub IV otrzymamy wymaganą dokładność np.  $\frac{1}{25000}$ .

W zakończeniu zwrócę uwagę na następujące:

1) Konieczność użycia wysokich wież przy długich celowych ułatwia wgląd (projektowanie, koszt) do wnętrza trójkątów; 2) dokładność pomiaru kątów (koszt) spada z rzędami w przeciwieństwie do sieci o krótkich bokach, gdzie dokładność musi być utrzymana na poziomie dokładności I rzędu; 3) przy użyciu metody „klasycznej“ uzyskujemy możliwość opracowywania pomiarów szczegółowych na dowolnych terenach, gospodarczo ważnych, w przeciwieństwie do sieci o krótkich bokach, która uzyskuje tę możliwość dopiero po założeniu jej na obszarze całego państwa;

4) nawet przy użyciu nowoczesnych metod rachunkowych, wyrównanie sieci o bokach krótkich jest utrudnione, co wytłumaczone być winno mniejszym kosztem globalnym lub innymi wartościami w porównaniu do triangulacji klasycznej;

5) w triang. o długich bokach uzyskujemy możliwość pomiaru przekątnych, które wzmacniają statyczność sieci. W triang. o krótkich bokach z jednej strony potrzeba ta odpada (częściowo), z drugiej jednak strony teoretyczne porównanie obu triang. staje się utrudnione ze względu na użyte w triang. I rz. przekątne, które psują teoretyczne założenie równych boków.

Prócz powyższych, nasuwają się i inne wątpliwości, które wymagają osobnego opracowania. Jednakże już z tego krótkiego przedstawienia wynika konieczność porównawczego opracowania kosztów obu triangulacji.

### C.

Z kolei przejdźmy do metod używanych w Ameryce. O temacie zaznajamia nas inż. B. Wahl w artykule Przeglądu Geodezyjnego Nr. 4/1948.

Dla określenia błędu funkcji używają Amerykanie poprzednio poznany wzór:

$$m_B = B \frac{m_0}{\rho''} \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{[\text{ctg}^2 A + \text{ctg} A \text{ctg} B + \text{ctg}^2 B]}$$

określający błąd ostatniego boku łańcucha. Ze wzoru tego, zastępując cotg. przyrostami sinusów, otrzymamy:

$$\frac{m_B}{B} = \frac{m_0}{10^6 M} \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{[\delta_A^2 + \delta_A \delta_B + \delta_B^2]}$$

to znaczy, na wzgl. błąd boku (przy stałym  $m_0$ ) wpływają ilość i wielkość kątów użytych do obliczenia błędu wzgl. ostatniego boku. Ponieważ, jak nam wiadomo z części A), na błąd ten wpływać muszą przekątne i ilość warunków, dlatego też używają Amerykanie współczynnik, którym pomnożony wyraz pod pierwiastkiem daje tzn. „moc figury“, od której zależy wartość sieci:

$$R = \frac{D-C}{D} [\delta_A^2 + \delta_A \delta_B + \delta_B^2] \dots \dots \text{„moc figury“}$$

(D — ilość celowych; C — ilość warunków)

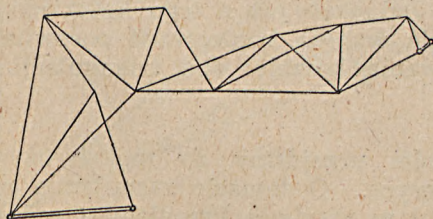
Chcąc otrzymać określony przepisami błąd, wystarczy odpowiednio dobrać ilość i wielkość kątów A i B, służących do określenia boku B.

Metoda ta zadziwiająco prosta i trafna, gdy chodzi o sieci o prawie równych kątach budzi wątpliwości przy różnych trójkątach i ich połączeniu jakie Amerykanie w praktyce dopuszczają.

Np. sieć kształtu (rys. 8):

Figura powyższa nie może przekonywać intuicji Europejczyków, która nie dopuszcza w jednej sieci trójkątów o bokach np. 50-cio kilometr. i dwu km. przy równoczesnym braku niektórych zasadniczych celowych. Użycie tej metody jest zrozumiałe tam, gdzie zmuszała do tego konieczność użycia starych sieci (wspomina o tym rozprawa Bovie'go). Badanie błędu funkcji naświetla rozprawa prof. Förstera (M. d. R. f. L. 1933/4 Nr. 1). Jest ona ciekawą nie tylko ze względu na wnioski nas interesujące lecz przede wszystkim sposobu użytej metody.

Tu podane zostaną jedynie konieczne wzory oraz niezbędna treść.



rys. 8.

D.

Prof. Förster stawia pytanie:

1) Jaki mają wpływ długości boków sieci na jej wartość?

2) Czy przekątne są korzystne, lub czy opłaca się stosować długie celowe, przechodzące ponad pobliskie punkty i jaka stąd korzyść dla statyczności sieci?

Całe zagadnienie rozwiązane jest z punktu widzenia statyczności. W tym celu wyjaśnia znaczenie tego słowa.

Mamy dwie sieci o tej samej wielkości, kształcie i strukturze: pierwsza sieć ma błąd kierunkowy 2", druga 1"; jeżeli tedy pewna funkcja w pierwszej sieci ma wagę „p“, to w drugiej sieci ta sama funkcja będzie miała wagę „4p“. Mówimy: druga sieć jest 4-krotnie statyczniejsza niż sieć pierwsza; to znaczy statyczność jest uogólnionym pojęciem wagi funkcji. Statyczność uwarunkowaną jest prócz dokładnością pomiaru kątów także położeniem punktów i ilością celowych.

Jak w statyce można określić deformacje zapomocą równań różniczkowych przyjmując ciągłość molekuł, chociaż odległe one są od siebie i nie znamy ich sił wewnętrznych — tak samo możnaby ułożyć odpowiednie równania statyczne dla sieci triang., równania, wyrażające deformacje sieci.

Oto analogie:

(Ciała elastyczne) (sieć trygon) składa się z (molekuł) (pk. tryg.)

Zmiany form i wzajemne napięcia w (ciele) (sieci tryg.) zależą od (działania sił zewnętrznych) (dodatkových warunków) i od (stałych elastyczności na rozk. sieci) (kwadr, błędów na jedn. pociągłość i skręt) Te zmiany wywierają t.j. od statyczności).

Wpływają z (sił pomiędzy molekułami) (ogólnych warunków sieci).

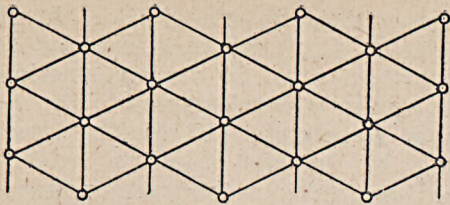
Rozpatrujemy tylko zmiany, które wycho-  
dzą daleko poza sąsiednie (molekuły) (pkt. tryg.). Wtedy,

można uważać pojedyncze przesunięcia (mole-  
kuły) (pkt.) za ciągłą funkcję położenia punktu.  
tryg.)

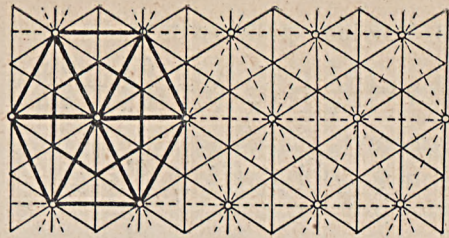
Najłatwiej opisać deformacje, gdy mamy do czynienia z sieciami homogenicznymi i izotropowymi (przystające i we wszystkich kierunkach jednakowo zbudowane).

W praktyce, w czystej formie, sieci te rzadko zdarzają się, lecz przy projekcie dążymy do przybliżonego kształtu takich sieci.



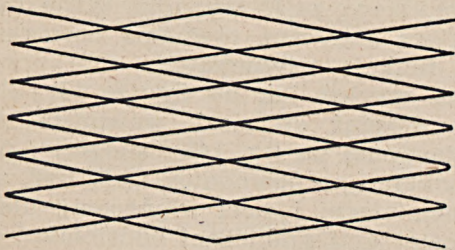


Rys. 9.

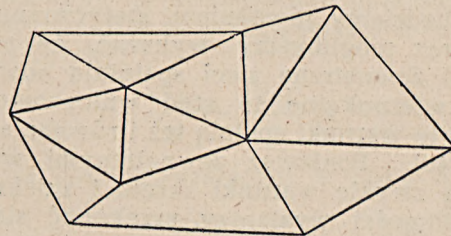


Rys. 10.

Sieci homogeniczne i izotropowe



Rys. 11.  
Sieć homogeniczna



Rys. 12.  
Sieć dowolna

1) Wychodzimy ze znanego wzoru:  

$$\operatorname{tg}(\alpha_{ik} + v_{ik} - \delta_i) = \frac{y_k + \eta_k - y_i - \eta_i}{x_k + \xi_k - x_i - \xi_i} \dots 1)$$

gdzie: i oznacza pkt., na którym pomierzono kierunki do pkt.-u „k“.

v — oznacza poprawkę kierunku,  
 $\xi, \eta, \delta$  — oznacza przesunięcia i skręt w punkcie „i“ lub „k“.

$s_{ik}$  — oznacza odległość.

Uważając oba punkty za zmienne, i rozpatrując zmianę kierunku raz w punkcie „i“, drugi raz w punkcie „k“ otrzymamy poprawki kierunku:

$$\left. \begin{aligned} v_{ik} &= (\xi_k - \xi_i) \frac{\sin \alpha_{ik}}{s_{ik}} + (\eta_k - \eta_i) \frac{\cos \alpha_{ik}}{s_{ik}} + \delta_i \\ v_{ki} &= -(\xi_k - \xi_i) \frac{\sin \alpha_{ik}}{s_{ik}} + (\eta_k - \eta_i) \frac{\cos \alpha_{ik}}{s_{ik}} + \delta_k \end{aligned} \right\} \dots 1a)$$

Zakładamy, że na każdym punkcie pomierzono n kierunków (lub kilka systemów po n kierunków, jak na rys. 10), przy czym  $n > 4$ . Z równań błędów układamy równania normalne, w których wystąpią niewiadome  $\xi, \eta, \delta$ . Po obliczeniu sum i uproszczeniach, równania normalne przyjmą postać:

$$\left. \begin{aligned} n \delta_i + \sum (\xi_i - \xi_k) \frac{\sin \alpha}{s} - \sum (\eta_i - \eta_k) \frac{\cos \alpha}{s} &= 0 \\ \sum (\delta_i - \delta_k) \frac{\sin \alpha}{s} + 2 \sum (\xi_i - \xi_k) \frac{\sin^2 \alpha}{s^2} - \\ - 2 \sum (\eta_i - \eta_k) \frac{\sin \alpha \cos \alpha}{s} &= 0 \\ - \sum (\delta_i - \delta_k) \frac{\cos \alpha}{s} - 2 \sum (\xi_i - \xi_k) \frac{\sin \alpha \cos \alpha}{s^2} + \\ + 2 \sum (\eta_i - \eta_k) \frac{\cos^2 \alpha}{s^2} &= 0 \end{aligned} \right\} 2)$$

Przejdźmy teraz z nieciągłości, pomiędzy punktami (molekułami), do następstwa ciągłego; to znaczy, uważajmy odległości pomiędzy punktami „i“, „k“ za małe w stosunku do obszaru, tak, żeby można zastosować szereg Taylora:

$$\delta_k = \delta_i + \left( \frac{\partial \delta}{\partial x} \right)_i dx + \left( \frac{\partial \delta}{\partial y} \right)_i dy + \left( \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} \right)_i \frac{dx^2}{2} + \left( \frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} \right)_i \frac{dy^2}{2} + \left( \frac{\partial^2 \delta}{\partial x \partial y} \right)_i dx dy + \dots 3)$$

Podstawiając za:  $dx = s \cos \alpha, dy = s \sin \alpha$  otrzymamy:

$$\delta_k = \delta_i + \left( \frac{\partial \delta}{\partial x} \right)_i s \cos \alpha + \left( \frac{\partial \delta}{\partial y} \right)_i s \sin \alpha + \left( \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} \right)_i \frac{s^2 \cos^2 \alpha}{2} + \dots 3a)$$

Taki sam wzór otrzymamy na  $\xi_k$  i  $\eta_k$ , wystarczy tylko w ostatnim wzorze zastąpić  $\delta$  przez  $\xi$  lub  $\eta$ .

Wstawiając tak otrzymane  $\delta_k, \xi_k, \eta_k$  do pierwszego równania wzoru 2), po uproszczeniach będzie:

$$\delta_i = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \xi}{\partial y} - \frac{\partial \eta}{\partial x} \right)_i \dots 4)$$

Postępując podobnie z równaniem drugim i trzecim wzoru 2), otrzymamy drugie i trzecie równanie normalne kształtu:

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} = 0 \text{ oraz: } \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \eta}{\partial y^2} = 0 \dots 4a)$$

Te dwa ostatnie równania są to równania różniczkowe Laplace'a. Posiadają one znany związek z odwzorowaniem wiernokątnym:

$$\frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{\partial \eta}{\partial x} = 0, \frac{\partial \xi}{\partial x} - \frac{\partial \eta}{\partial y} = 0$$

Jeżeli bowiem podstawimy:

$$\varphi = \frac{\delta \xi}{\delta \eta} + \frac{\delta \eta}{\delta x}, \quad \psi = \frac{\delta \xi}{\delta x} - \frac{\delta \eta}{\delta y}$$

to otrzymamy:

$$\frac{\delta \varphi}{\delta y} + \frac{\delta \psi}{\delta x} = \frac{\delta^2 \xi}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 \xi}{\delta y^2} = 0$$

$$\frac{\delta \varphi}{\delta y} - \frac{\delta \psi}{\delta y} = \frac{\delta^2 \eta}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 \xi}{\delta y^2} = 0$$

Wynika z tego, że odwzorowanie wiernokątne spełnia równania 4a); równania te nazywać będziemy równaniami statycznymi. Jeżeli teraz moglibyśmy wykazać, że pewne warunki zewnętrzne sieci spełniają odwzorowanie wiernokątne to stąd wnioskowalibyśmy, że te warunki spełnią też i równania normalne 4a). Ponieważ zewnętrznymi warunkami są zwykle warunki skrętu i zniekształcenia długości wystarczy przekonać się, że można uzyskać równanie, zawierające zniekształcenie  $\mu$  i skręt  $\delta$ , któreby należało do funkcji wiernokątnej. Równanie takie uzyskamy przy pomocy funkcji zespolonej:

$$\xi + i \eta = f(x + i y)$$

Jak wiadomo, funkcja ta przedstawia odwzorowanie wiernokątne. Różniczkując tę funkcję według argumentu  $x + i y$  otrzymamy:

$$\frac{\delta \xi}{\delta x} + i \frac{\delta \eta}{\delta x} = f', \quad \frac{\delta \xi}{\delta y} + i \frac{\delta \eta}{\delta y} = i f'$$

Pomnożmy równanie pierwsze przez „i” i dodajmy do drugiego równania, to będzie:

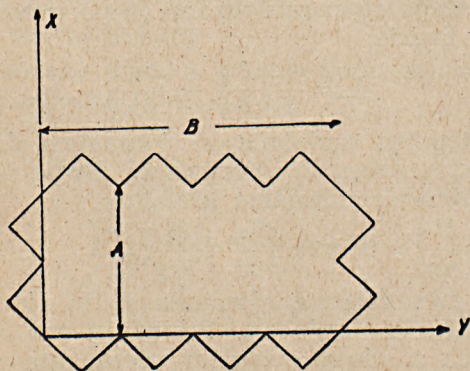
$$i \frac{1}{2} \left( \frac{\delta \xi}{\delta x} + \frac{\delta \eta}{\delta y} \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{\delta \xi}{\delta y} - \frac{\delta \eta}{\delta x} \right) = i f'$$

lub:

$$\delta + i \mu = i f' (x + i y)$$

( $\mu \equiv \frac{ds}{s}$  określa się jako średnia z oddłużeń w obu kierunkach prostopadłych tj.:

$$\mu = \left( \frac{\delta \xi}{\delta x} + \frac{\delta \eta}{\delta y} \right) \frac{1}{2}$$



Rys. 13

Z tego widać, że na ściśle określonych punktach „ $\delta$ ”, „ $i$ ”, „ $\mu$ ” muszą przyjmować określone wartości oraz, że nie sprzeciwia się to odwzorowaniu wiernokątnemu. Jak widzimy, szukany związek jest funkcją zespoloną. Żądanie, by pewna funkcja wiernokątna spełniała warunki zachodzące pomiędzy „ $\delta$ ” i „ $\mu$ ” jest więc do uzyskania.

W ten sposób okazaniem zostało, że warunki bazowe i Laplace'a spełniać mogą równania statyczne. Niezawsze to jednak jest możliwe, mogą zająć wypadki, gdzie funkcja spełniająca statyczne równania normalne nie będzie funkcją wiernokątną. Oto przykład: sieć ma wygląd jak na figurze 13). Sieć tę należy wcisnąć do sieci wewnątrz pustej, przedstawionej na fig. 14). Odległości pomiędzy punktami na obwodnicy mają być, w sieci wypełniającej i sieci wieńcowej, dla każdej prostej linii granicznej oddzielnie — proporcjonalne. Sieć wypełniająca otrzyma więc przesunięcia punktów:

$$\xi = x \frac{A-a}{a}, \quad \eta = y \frac{B-b}{b}$$

Warunki obwodnicy będą spełnione, warunki statyczne także. Jednakże warunek ten nie przedstawia deformacji wiernokątnej (z wyjątkiem prostego wypadku, gdy:  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b}$ )

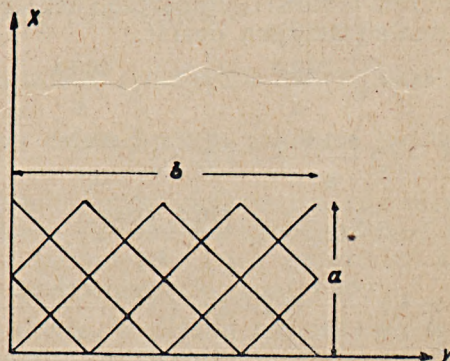
ponieważ jest:

$$\frac{\delta \eta}{\delta y} - \frac{\delta \xi}{\delta x} = \frac{B}{b} - \frac{A}{a} > 0$$

Z powyższego widać, że ograniczając się do sieci wolnych i do równań bazowych i na skręt przyjąć można równania odwzorowań wiernokątnych:

$$\frac{\delta \xi}{\delta y} + \frac{\delta \eta}{\delta x} = 0; \quad \frac{\delta \xi}{\delta x} - \frac{\delta \eta}{\delta y} = 0$$

za statyczne równania w miejsce równań normalnych Laplace'a.



Rys. 14.

Przejdźmy z kolei do zbadania sumy kwadratów błędów [vv]. Równania błędów mają kształt ogólny:

$$v_{ik} = -(\xi_k - \xi_i) \frac{\sin \alpha}{s} + (\eta_k - \eta_i) \frac{\cos \alpha}{s} + \delta_i$$

Zastępując  $\xi_k - \xi_i, \eta_k - \eta_i, \delta$  przez:

$$\begin{aligned} \delta_i &= \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \xi}{\partial y} - \frac{\partial \eta}{\partial x} \right)_i \\ (\xi_k - \xi_i) &= \frac{\partial \xi}{\partial x} s \cos \alpha + \frac{\partial \xi}{\partial y} s \sin \alpha + \\ &+ \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} \frac{s^2 \cos^2 \alpha}{2} + \dots \\ (\eta_k - \eta_i) &= \frac{\partial \eta}{\partial x} s \cos \alpha + \frac{\partial \eta}{\partial y} s \sin \alpha + \\ &+ \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} \frac{s^2 \cos^2 \alpha}{2} + \dots \end{aligned}$$

otrzymamy, po niezbyt uciążliwym rachunku, dla jednego kierunku stacji „i”:

$$v_{ik} = -\frac{s}{2} \left( \frac{\partial \delta}{\partial x} \cos \alpha + \frac{\partial \delta}{\partial y} \sin \alpha \right)$$

a stąd dla całej stacji:

$$[vv]_i = \frac{s^2 n}{8} \left[ \left( \frac{\partial \delta}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial \delta}{\partial y} \right)^2 \right] \quad \text{lub:} \quad 5)$$

$$[vv]_i = \frac{s^2 n}{8} \left[ \left( \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial^2 \eta}{\partial x \partial y} \right)^2 \right]$$

Zaś suma kwadratów błędów na wszystkich stacjach (tj. całej sieci) przedstawiać nam będzie dodatkową sumę kwadratów błędów, która powstałaby, gdyby do już wyrównanej sieci doszły dodatkowe warunki przymusu nawiązania.

Przyjmując sieć jak na rys. 9), dla której  $n = 6$  otrzymamy dla całej powierzchni o boku S ilość punktów trygonometr. z wzoru:

$$\frac{S^2}{s^2} \frac{2}{\sqrt{3}}$$

Jeżeli więc na jednym punkcie suma (vv) wynosi:

$$\frac{s^2 n}{8} \left[ \left( \frac{\partial \delta}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial \delta}{\partial y} \right)^2 \right]$$

to na  $\frac{S^2}{s^2} \frac{2}{\sqrt{3}}$  punktach będzie:

$$[vv] = \frac{S^2 \sqrt{3}}{2} \left[ \left( \frac{\partial \delta}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial \delta}{\partial y} \right)^2 \right] \quad 5a)$$

Przechodząc do ciągłości i korzystając, że za S możemy podstawić każdą inną, dowolną powierzchnię — otrzymamy:

$$d [vv] = \frac{\sqrt{3}}{2} \left[ \left( \frac{\partial \delta}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial \delta}{\partial y} \right)^2 \right] dx dy$$

stąd suma na całej powierzchni będzie:

$$[vv] = \frac{\sqrt{3}}{2} \iint \left[ \left( \frac{\partial \delta}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial \delta}{\partial y} \right)^2 \right] dx dy \quad 5b)$$

Stały czynnik całkowania otrzymujemy, mnożąc czynnik dla jednej stacji przez ilość wszystkich punktów, a więc dla poprzedniego przykładu było:

$$\frac{s^2 n}{8} \frac{S^2}{s^2} \frac{2}{\sqrt{3}} = \frac{\sqrt{3}}{2} S^2 = G_1$$

Gdybyśmy na każdej stacji pomierzyli jeszcze do punktów w odległości 2 s to na jednej stacji byłoby:

$$\frac{s^2 n}{8} + \frac{(2s)^2}{8} n$$

zaś na całej powierzchni o boku S będzie

(gdy  $n = 6$ ):

$$\left( \frac{s^2}{8} 6 + \frac{(2s)^2}{8} 6 \right) \frac{S^2}{s^2} \frac{2}{\sqrt{3}} = \frac{5\sqrt{3}}{2} S^2 = G_2$$

Jak widzimy więc, że wzrostem celowych na stacjach zwiększa się współczynnik G.

Z kolei zbadajmy jaki jest związek pomiędzy [vv] a wagą dowolnej funkcji. Tu trzeba by przypomnieć związek pomiędzy wagą funkcji a równaniami wag. Niechcąc powtarzać rachunku, podaje się tylko metodę otrzymania tego związku:

Waga funkcji w sieci wyrównanej jest równa dodatkowej sumie kwadratów błędów, która powstaje w ten sposób, że odpowiednią funkcję kładziemy równą jedności i, jako dodatkowe równanie, dodajemy do równań warunkowych sieci.

W ten sposób powstała waga będzie:

$$P = [vv].$$

Wnioski z powyższych wywodów określa się słowami:

- ponieważ długości boków nie wchodzi do wagi funkcji (wzór 5a)) dlatego sieci o bokach krótkich są równie dobre jak sieci o bokach długich;
- przekątne i gromadzenia celowych zwiększają wagę sieci co widzimy po zwiększeniu się współczynnika G.

Streszczając wyniki powiemy:

- w części A)) teoria wypowiada się o większej statyczności sieci o bokach długich;
- metody używane w Ameryce rozpatrują zagadnienie z punktu widzenia czysto praktycznego: wybierają z istniejących sieci dowolne człony, uzupełniając je bazami (ewent. punktami Laplace'a) w

miejscach obliczonych przy pomocy współcz.  $R$ ; następnie, obrawszy pewne punkty węzłowe na styku łańcuchów, dla których ustala się  $\varphi$  i  $\lambda$ , wyrównują łańcuchy pomiędzy węzłami, otrzymując jednolitą podstawę I rz. Powyższe odnosi się do sieci zachodnich Stanów, wyrównanej jednolicie w ostatnich latach. Nowe pomiary, o kształcie już formnym, nie zajmują się problemem długich czy krótkich boków, lecz rozwiązując zagadnienie praktycznie, zakładają bazy w miejscach otrzymanych z obliczeń. Problem jednorodności sieci — jak można sądzić z dostępnych źródeł — w Ameryce nie istnieje;

- 3) badania prof. Förstera doprowadzają go do wniosku, że wartość sieci nie zależy od długości boków natomiast przekątne i gromadzenie celowych zwiększają wagę sieci o wiele więcej, niż wzrasta praca pomiarowa, t. zn. korzystniej jest powiększyć ilość celowych, niż ilość serii. Wyniki te pokrywają się z dotychczasową praktyką, która chętnie stosowała przekątne i możliwe do osiągnięcia celowe. Metoda ta odrzucona (częściowo) w ostatnich latach przez Niemców nie dała poważnych rezultatów prócz doświadczeń.

Zagadnienie rozpatrywane, wiążące dokładność z kosztami, jest za obszerne, by w krótkim artykule podać i uzasadnić ostateczne wnioski. Jednakże częściowe, choćby subiektywne, należy przedstawić.

Otóż, wydaje się, że kluczem do zagadnienia jest: ustalenie właściwego stosunku do dokładności i kosztów. W każdym kraju sprawa ta może być rozwiązana inaczej (np. bogactwo kraju w drzewo i środki prymitywne,

lub rozwinięty przemysł, drogi i lokomocje; pozatym, na rozwiązanie wpływa i teren).

W kraju, jak Polska, najwłaściwszą — wydaje się — byłaby sieć jednorodna o bokach około 20 i 10 km., w której równocześnie zaprojektowaną i pomierzoną byłaby i sieć II rz. o bokach ok. 6 km. Sieć I rz. gromadząca w sobie wiele celowych i przekątnych dawałaby wysoką statyczność. Przy tej metodzie należałoby zaniechać pomiarów kątów metodą Schreibera i zastąpić ją jedną z metod kierunkowych (kątowych) wygodnym do pomiarów teodolitem Wilda, obniżyłoby to koszty znacznie. Trudności w wyrównaniu tej sieci o wielkiej ilości warunków można by usunąć, wyrównując obie sieci (o bokach 20 i 10 km.) niezależnie a następnie, sprowadzając do minim. odchyłki linijne pomiędzy punktami obu sieci.

Sieci takie, tworząc łańcuchy schodzące się w węzłach, pozwalały by na obliczenie linii geod. i punktów węzłowych, które by z kolei tworzyły podstawę dla dalszych wyrównań pojedynczych łańcuchów.

Ten szkicowy projekt podany jako przykład rozwiązania rozpatrywanego zagadnienia, obniża koszty pomiarów (dług. boków ok. 20 km., zaniechanie met. Schreibera), podwyższa dokładność (wielka ilość warunków i utrzymanie jednorodności sieci do odległości na 10 km.) oraz zastępuje żmudne wyrównanie całości — metodami przybliżonymi, dającymi dokładność równowąską wyrównaniom ścisłym.

W Polsce, gdzie podstawę pomiarów I rz. w zasadzie posiadamy, należałoby zastosować podobną metodę do części kraju wymagających uzupełnień.

*Inż. Tadeusz Kluss*

## **Aerotriangulacja na autografie Wild A-6** **(Referat wygłoszony na Międzynarodowym Kongresie** **Fotogrametrycznym w Hadze)**

*Inż. Teodor Blachut*  
Heerbrugg

Problem aerotriangulacji przedstawia obszerny dział o wielu aspektach. Każda nowa metoda, każdy nowy instrument kryje w sobie nowe możliwości, przy czym rzeczą praktyki jest rozstrzygnąć, która z możliwości najlepiej odpowiada każdorazowym warunkom zadania.

Autograf Wilda A-6 został zbudowany jako aparat do opracowań szczegółowych. Myślą

przewodnią było przy tym uprościć, o ile się tylko da, tok pracy na tym autografie, jednakże bez rezygnacji ze ścisłego rozwiązania pod względem geometrycznym oraz przy zachowaniu dużej dokładności. Ponadto jako założenie przyjęto opracowanie oryginalnych zdjęć (a nie ich pomniejszych), względnie diapozytywów. Natomiast nie leżało w założeniach konstruktorów takie rozwiązanie auto-

grafu, aby miał on służyć i celom aerotriangulacji, zwłaszcza, że do tych zadań powszechnie są używane autografy precyzyjne pierwszego rzędu.

Jeżeli mimo to ma być na tym miejscu krótko omówiony problem aerotriangulacji na A-6, to dzieje się to głównie dzięki rozwojowi jakiego uległy w praktyce prace na A-6 oraz z obowiązku zanotowania nowych możliwości i wyników. W wielu miejscach bowiem przeprowadzono aerotriangulację krótszych pasów na A-6 z różnymi wynikami, przy czym również i postępowanie od wypadku do wypadku było różne. Wydaje się przede wszystkim za rzecz wskazaną bardziej systematyczne ujęcie całego problemu. Ponadto zagadnienie samo w sobie jest interesujące z tego powodu, że porzucono przy tej sposobności powszechnie używaną metodę kolejnych dostosowań jako metodę aerotriangulacji.

Jak wiadomo autograf A-6 posiada tylko taką ilość punktów swobody, która odpowiada 5 elementom orientacji wzajemnej, a mianowicie: skręt  $k'$  i  $k''$  pochylenie podłużne  $\varphi'$  i  $\varphi''$  oraz różnicę pochylenia poprzecznego między  $\omega'$  a  $\omega''$ . W dotychczasowej metodzie kolejnych dostosowań postępowano w ten sposób, że po wyznaczeniu punktów przejściowych (a ewentualnie i innych dodatkowych) pozostawiano bez zmiany zdjęcie ostatnie, a tylko następne było doorientowane.

Na A-6 ten sposób postępowania nie jest możliwy, gdyż położenie obu kamer dla wykonania orientacji wzajemnej poszczególnej pary musi ulec zmianie. Natomiast aby zachować związek między kolejnymi modelami, sięgamy do środków pomocniczych, które zresztą częściowo, jak np. statoskop, znajdują zastosowanie i przy metodzie kolejnych dostosowań.

Przyjmijmy, że zarówno orientacja wzajemna jak i absolutna pewnego stereogramu została przeprowadzona. W wyniku tego, drugie zdjęcie przyjmuje ściśle określone pochylenie w stosunku do poziomej płaszczyzny rzutów. Dla zarejestrowania tego pochylenia najlepiej jest obrócić dwie proste płaszczyzny zdjęcia i zmierzyć względnie ustalić kąty jakie one tworzą z płaszczyzną poziomą. Pozwoli to na odtworzenie w dowolnym momencie pierwotnego położenia zdjęcia. W tym celu należy około dowolnych osi obracać zdjęcie tak długo, dopóki obrane proste nie wykażą poprzednio ustalonych kątów pochylenia w stosunku do płaszczyzny poziomej. Skręcenie kliszy (w płaszczyźnie zdjęcia) w stosunku do określonego kierunku płaszczyzny rzutów jest bez znaczenia, gdyż występujące zmiany w skręcie są kompensowane przez odpowiedni

skręt arkusza rysunkowego, na który nanoszona jest sytuacja.

Po założeniu do autografu drugiego i trzeciego zdjęcia w identycznej kolejności, jak kolejność zdjęcia pierwszego i drugiego w stereogramie pierwszym i po wykonaniu orientacji wzajemnej, przyjmie wytworzony model całkiem dowolne położenie w przestrzeni. Jeżeli zmienimy natomiast orientację absolutną w taki sposób, aby zdjęcie drugie wykazało identyczne pochylenie jak w modelu pierwszym, to tym samym uzyskamy i należytą orientację absolutną modelu, abstrahując od błędów instrumentalnych i innych.

Na A-6 wybór i ustalenie pochylenia obu prostych następuje przez użycie specjalnej libeli krzyżowej, którą ustawia się na nośnikach zdjęć. To proste i praktyczne rozwiązanie przyjęto na propozycję inż. Verlaina z Wojskowego Instytutu Geograficznego w Brukseli. Ponieważ w naszym wypadku nie zachodzi potrzeba mierzenia kątów pochylenia wspomnianych prostych, lecz jedynie odtworzenia ich z możliwie dużą dokładnością, libele te nadają się do tego celu bardzo dobrze.

Libele użyte w tym celu są zaopatrzone w śruby ustawcze, przy pomocy których można je zgrywać dla wszystkich występujących praktycznie pochyłeń klisz. Można więc w każdej chwili ponownie odtworzyć pierwotne położenie zdjęcia przez pochylanie kamer autografu tak długo, dopóki bańki libel nie zostaną doprowadzone powtórnie do punktu głównego. Pochylenia te są wykonywane przez obrót modelu przy pomocy ogólnego pochylenia podłużnego  $\varphi$  i obu pochyłeń poprzecznych  $\omega$ . Wystarczy ponadto wprowadzić właściwą podziałkę modelu i podziałkę wysokości nastawić na wysokość punktów przejściowych, aby można w dalszym ciągu triangulować, tzn. wyznaczać nowe punkty. Wysokości punktów są przy tym odczytywane na podziałce podczas gdy sytuacja punktów jest ustalana graficznie przez nakłuwanie ich na arkuszu rysunkowym.

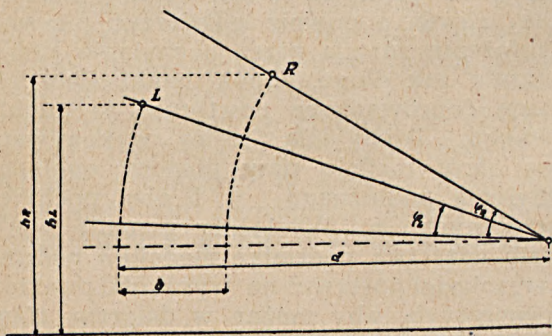
Przenoszenie podziałki z modelu na model może się odbyć w dwojaki sposób: przez zmianę bazy na podstawie porównania sytuacji punktów przejściowych oraz przez zmianę bazy na podstawie wysokości punktów przejściowych. Pierwszy sposób nie wymaga dalszych wyjaśnień. Jedynie należy polecić użycie mikroskopu w miejsce nakłuwacza w pantografie, aby w ten sposób zredukować do minimum błąd nastawiania na nakłute punkty przejściowe. Ponieważ jednakże na dokładność nastawień mają również wpływ błędy identyfikacji punktów, przeto należy

dać pierwszeństwo raczej metodzie drugiej. Ponadto jest ona szybsza i wygodniejsza, mimo przesunięć podziałki wysokościowej, które to przesunięcie należy wykonać po każdym przełożeniu zdjęć, A-6 bowiem nie daje możliwości zmiany kierunku triangulacji przez obrót obu obrazów o  $200^\circ$  na drodze optycznej. Z tego powodu pierwsze zdjęcie każdej pary musi być zakładane stale do tej samej kamery, lewej lub prawej. Ze względów praktycznych kierunek z lewa na prawo obieramy za kierunek triangulacji tak, że każde zdjęcie „łączne“ musi być przekładane z kamery prawej w lewą. Z tego powodu powstaje jednak zmiana wysokości środka projekcji wspomnianego zdjęcia ponad stołem autografu, którą określamy jako „zmiannę horyzontu“, a którą musimy uwzględnić przez przesunięcie podziałki wysokości. Wielkość przesunięcia podziałki wysokości jest obliczona każdorazowo przy pomocy suwaka, na podstawie następującego wzoru:

$b$  w min.

$\varphi_1 \varphi_2$  w minutach

$$h_R - h_L = \frac{d}{\rho} (\varphi_1 - \varphi_L) - \frac{b}{\rho} \varphi_1 = 0.1666 (\varphi_R - \varphi_L) - \frac{b}{6366} \varphi_R$$



Rys. 1.

Znaczenie poszczególnych wielkości wyjaśnia rysunek. Za  $b$  przyjmujemy długość bazy z modelu poprzedniego. Jeśli poprawka  $(h_R - h_L)$  jest dodatnia, to należy opuścić podziałkę nieco w dół, aby odczyt był większy o obliczoną wielkość.

Po przesunięciu podziałki o obliczoną wielkość  $(h_R - h_L)$  można wprowadzić podziałkę modelu w oparciu o wysokości punktów przejściowych. W praktyce postępujemy następująco:

Ustawiamy stół na wysokość środkowego punktu przejściowego. Następnie zmieniamy długość bazy tak długo dopóki znaczek mierzący obserwowany stereoskopowo nie osiągnie

wysokości wspomnianego punktu przejściowego. Z kolei następuje orientacja arkusza rysunkowego na podstawie nakłutych punktów przejściowych, przy czym mamy równoczesną kontrolę przeniesienia podziałki modelu. Schematycznie przedstawia się przeto przebieg triangulacji na A-6 przy użyciu libeli krzyżowej następująco:

1. Założyć pierwszą parę zdjęć. Zdjęcie pierwsze do lewej, zaś zdjęcie drugie do prawej komory autografu.
2. Przeprowadzić możliwie starannie orientację wzajemną i absolutną pierwszego stereogramu. Przy wyznaczaniu podziałki modelu należy posługiwać się mikroskopem rysowniczym wprowadzonym w miejsce ołówka w pantografie.
3. Nakłuć trzy punkty przejściowe leżące w pasie potrójnego pokrycia oraz ewentualne punkty dodatkowe. Zanotować wysokość punktów. Sprawdzić powtórnie sytuację punktów dostosowania.
4. Ustawić na prawym nośniku libelę krzyżową. Przy pomocy śrub zgrać dokładnie obie libele, poczym zdjęć ostrożnie libelę krzyżową, nie dotykając więcej śrub.
5. Zdjąć nośnik lewy. Nośnik prawy wraz ze zdjęciem przełożyć do kamery lewej. Wolny nośnik wraz z następnym zdjęciem założyć do prawej kamery autografu.
6. Przeprowadzić orientację wzajemną drugiego stereogramu.
7. Na nośnik lewy (który poprzednio był w kamerze prawej), nałożyć libelę krzyżową i zgrać ją ponownie przez zmianę  $\varphi$  i  $\omega'$ . Przy pomocy pochylenia poprzecznego drugiej kamery  $\omega''$  usunąć powstałą paralaksę pionową.
8. Podziałkę wysokościową przesunąć o obliczoną wielkość  $(h_R - h_L)$ . Stół autografu nastawić na wysokość środkowego punktu przejściowego i długość bazy dopóty zmieniać dopóki znaczek mierzący nie osiągnie wysokości punktu przejściowego.
9. Na podstawie krańcowych punktów przejściowych dostosować odpowiednio arkusz rysunkowy. Praca ta musi być wykonana bardzo starannie najlepiej przy pomocy mikroskopu, o którym już była mowa. Dalej należy postępować jak w punkcie 3 i dalszych, aż do nawiązania ostatniej pary (z punktu do nawiązania).

Ponieważ powiązanie następujących po sobie modeli jest zależne od dokładności z jaką jest ustalane i odtwarzane położenie kli-

szy przejściowej, przeto jest rzeczą jasną, że wielkie znaczenie posiada libela krzyżowa. Stosownie do tego musi być ona starannie wykonana i posiadać dostateczną czułość. Ponieważ jednakże każdorazowo należy jedynie doprowadzić bańki libel do punktu głównego, łatwo jest więc osiągnąć dokładność  $\frac{1}{4}$ '.

Jeśli nie posiadamy libeli krzyżowej i do niej dostosowanych nośników, to musimy się uciec do pomocy statoskopu, aby móc przeprowadzić prace aerotriangulacyjne. Tok pracy jest podobny do wyżej podanego, jedynie orientacja absolutna poszczególnych modeli wykonana jest na podstawie danych statoskopu i wysokości punktów przejściowych.

Jak wiadomo baza na A-6 jest rozkładana na składowe  $bx$ ,  $by$  i  $bz$  i z tego powodu danych statoskopu nie możemy wprost wprowadzić jako  $bz$ , lecz jako pochylenie bazy  $\varphi$ . Przy obliczaniu kąta  $\varphi$  można posługiwać się średnią długością bazy. Po ustaleniu właściwej długości w każdym modelu, pochylenie podłużne  $\varphi$  można ostatecznie skorygować.

Natomiast pochylenie poprzeczne modelu wprowadzamy każdorazowo na podstawie punktów przejściowych.

Chcąc ominąć obliczenie pochylenia poprzecznego na podstawie punktów przejściowych, można postępować w ten sposób, że przenosimy z modelu na model tylko pochylenie poprzeczne, przy użyciu pojedynczej libeli z śrubą ustawczą. Należy przy tym uważać, aby libela była ustawiana zawsze jednakowo i na tym samym miejscu nośnika. Wszystkie powyższe operacje mogą być dokonywane bardzo szybko, zwłaszcza, że raz osiągnięta orientacja wzajemna stereogramów nie jest naruszona przez orientację absolutną, dzięki zasadzie konstrukcyjnej autografu A-6.

#### Wyniki:

Wyniki osiągnięte przez różnych operatorów i na kilku autografach przedstawiają się następująco:

I. Wysokość lotu 5.000 m ponad terenem, kamera precyzyjna Wilda 13x13 cm,  $f=165$  mm.

a) Triangulacja 20 km pasa (13 par. stereogramów) z użyciem libeli krzyżowej:

Średni błąd wysokości, obliczony z odchyłek między wyznaczoną a prawdziwą wysokością punktów kontrolnych  $m_H = \pm 3.4$  m

Średni błąd sytuacji nakłutych punktów kontrolnych

$$m_L = 0.35 \text{ mm}$$

b) Triangulacja 30 km pasa z punktem znany po środku, przy użyciu libeli krzyżowej:

$$m_L = \pm 5.3 \text{ m}$$

$$m_L = \text{nie podano.}$$

II. Wysokość lotu 3.900 m ponad terenem. Automatyczna kamera szeregowa Wilda RC5, 18x18 cm,  $f=115$  mm. Pas długości 22 km (12 par stereogramów).

a) Przy użyciu libeli krzyżowej i punktu pośredniego dla wyrównania parabolicznego

$$m_H = \pm 3.9 \text{ m}$$

$$m_L = 0.4 \text{ mm (wyrównanie proporcjonalne)}$$

b) Z użyciem danych statoskopu i każdorazową korekturą pochylenia poprzecznego na podstawie wysokości punktów przejściowych. Wyrównanie bez punktu pośredniego.

$$m_H = \pm 4.8 \text{ m}$$

$$m_L = \pm 0.5 \text{ mm.}$$

c) Z użyciem statoskopu i libeli tylko dla ustalenia pochylenia poprzecznego. Wyrównanie bez punktu pośredniego:

$$m_H = \pm 3.8 \text{ m}$$

$$m_L = \pm 0.5 \text{ mm.}$$

III. Wysokość lotu 2.150 m ponad terenem. Kamera precyzyjna Wilda 13x13 cm,  $f=165$  mm. Długość pasa 5 km (5 stereogramów).

a) Z użyciem libeli krzyżowej.

Błąd końcowy:

wysokości w osi pasa: — 3,5 m

zwichrowacenie 1,8 m

sytuacja 0,4 mm

Błąd wysokości po wyrównaniu:

$$m_H = \pm 0.80 \text{ m}$$

Wyrównanie sytuacji zbędne,  $m_L = 0,2$  mm

b) Jak poprzednio, ale pochylenie poprzeczne modelu wprowadzono na podstawie wysokości punktów przejściowych.

Błędy końcowe:

Wysokości: w granicach dokładności orientacji absolutnej.

Sytuacja: 0.2 mm

Błędy średnie:

$$m_H = \pm 0.15 \text{ m}$$

$$m_L = 0.3 \text{ mm}$$

Co do wyrównania to należy zaznaczyć, że proporcjonalne rozrzucenie odchyłki końcowej w wysokości i sytuacji dla krótkich pasów jest naogół wystarczające, jeśli są używane dane statoskopu. Dalej należy stwierdzić, że A-6 daje wielką dokładność wysokości, co pozwala na przekraczanie średnich długości pasów triangulacyjnych.

Dokładność sytuacji zależy głównie od stanu rektyfikacji pantografu, od staranności z jaką wykonano przenoszenie podziałki z modelu na model oraz od dokładności dosto-

sowań arkusza rysunkowego. Głównie z uwagi na dokładność sytuacji należy ograniczać długość pasów triangulacyjnych. Zależność jest przeto odwrotna niż dla autografów precyzyjnych, dla których dokładność wysokości odgrywa rolę zasadniczą. Natomiast triangulacja np. 5 stereogramów jak tego dowodzi ostatni przykład, jest możliwa bez specjalnego uszczerbku dokładności w porównaniu z opracowaniem par niezależnych, wobec czego wyrównanie może być zaniedbane.

Czas potrzebny na triangulację jednego stereogramu wynosi od  $\frac{3}{4}$  do  $1\frac{1}{4}$  godziny.

Analizę poszczególnych sposobów postępowania tymczasem pomijamy, do chwili ukończenia obszerniejszych prac. Jeśli jednakże osiągnięto dotychczas zadawalające wyniki (nie należy zapominać, że chodzi tu o autograf drugiego rzędu), to należy przypisać to przede wszystkim bardzo prostej budowie

autografu, przez co ilość źródeł błędów uległa zmniejszeniu oraz małym, ale doniosłym zmianom konstrukcyjnym, które w ostatnich czasach wprowadzono, a które pozwoliły na znaczne podniesienie dokładności.

Jak na wstępie zaznaczyłem, nie leżało w zamierzeniach konstruktorów A-6 uwzględnienie wymogów aerotriangulacji. Osobiście jestem również daleki od zalecania stosowania autografu A-6 do prac aerotriangulacyjnych w miejsce autografów pierwszego rzędu. Pragnę natomiast wskazać istniejące możliwości oraz donieść o wynikach, które mogą być bardzo ciekawe w wypadku, gdy się zamierza albo jest się zmuszonym użyć do zagęszczania punktów również autografów drugiego rzędu, względnie w wypadku opracowań terenów trudno-dostępnych o mniejszej wartości.

Inż. Teodor Blachut

## Nowoczesny redukcyjny tachymetr — teodolit firmy Kern S. A.

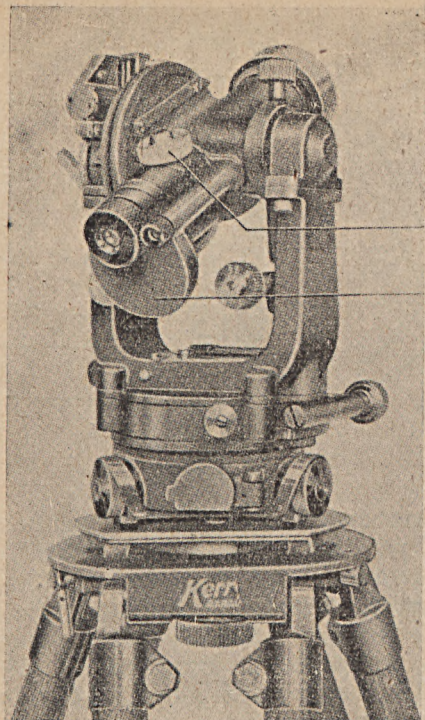
Dr inż. Czesław Kamela

Przez zdjęcia tachymetryczne dążymy do szybkiego wykonania planu sytuacyjno-wysokościowego, najczęściej jako podstawy do opracowania projektów inżynierskich. Wielką niedogodnością metody tachymetrycznej były mżolne i bez kontroli prace biurowe przy obliczeniach wyników polowych. Dlatego w budowie instrumentów tachymetrycznych dążono do osiągnięcia bezpośredniego odczytu odległości i różnicy wysokości. Pierwszym sukcesem konstrukcyjnym była luneta analaktyczna (z soczewką ogniskującą), gdzie praktycznie mała stała tachymetryczna  $c$  wynosiła zero, zaś dużą stałą doprowadzano zazwyczaj do wielkości 100. W dalszych ulepszeniach konstrukcyjnych uzyskano odczyty bezpośrednie: różnicę wysokości  $h$  i odległość poziomą  $d$ . Rozwiązanie tego problemu wpłynęło na budowę nowych typów instrumentów tzw. tachymetrów redukcyjnych. Najlepszym z nich był tachymetr prof. Hammera. Jednak w instrumencie prof. Hammera krzywe diagramu przecinały obraz łąty pod znacznym kątem, przez co zrobienie dokładnego odczytu (oraz nastawy) nie było praktycznie możliwe. Dodatkowe niedogodności tego instrumentu polegały na tym, że krzywe diagramu zasłaniały połowę pola widzenia, że obraz łąty należało ustawiać idealnie równoległe do krawędzi przedstawiającej nitkę pionową krzyża oraz że

rektyfikacja diagramu była utrudniona. Ponadto instrument Hammera mógł być wykorzystany jedynie do zdjęć tachymetrycznych. Po wielu próbach doskonalenia jedna z firm szwajcarskich, mianowicie firma Kern i Ska w Aarau skonstruowała ulepszony redukcyjny tachymetr — teodolit o znaku fabrycznym DKR (rys. 1). Pole widzenia lunety tego instrumentu zawiera 4 krzywe słabo wygięte, rozciągające się w całym polu widzenia, nitka pionowa w 2 częściach w środku krzyż nitkowy i 2 małe nitki poziome jak przy zwykłych tachymetrach (patrz rys. 2).

Górna i dolna krzywa tj. obie zewnętrzne krzywe diagramu odpowiadają trygonometrycznej funkcji  $\cos^2 \alpha$  i służą do określenia odległości poziomej. Obie wewnętrzne krzywe są odpowiednikami funkcji  $\sin \alpha \cos \alpha = \frac{1}{2} \sin 2\alpha$  i służą do określenia różnicy wysokości. Diagram krzywych znajduje się na kole szklanym osobno od krzyża nitkowego, który jest zaznaczony na innej płytce, ale oba koła są równocześnie ostro widoczne. Duża stała tachymetryczna wynosi 100 ( $k = 100$ ); dla wysokości zaś przy kątach pionowych od  $0^\circ$  do  $12^\circ$  stała wynosi 20; w granicach od  $12^\circ$  do  $27^\circ$  stała wynosi 50 i dla kątów od  $27^\circ$  do  $40^\circ$  stała wynosi 100. W polu widzenia dla odróżnienia przedziałów są oznaczone krótkie pionowe kreski: dwie kreski dla stałej 20, pięć

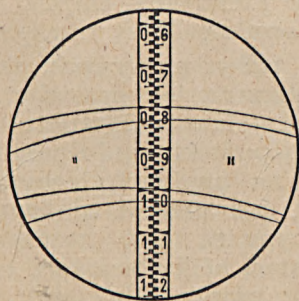




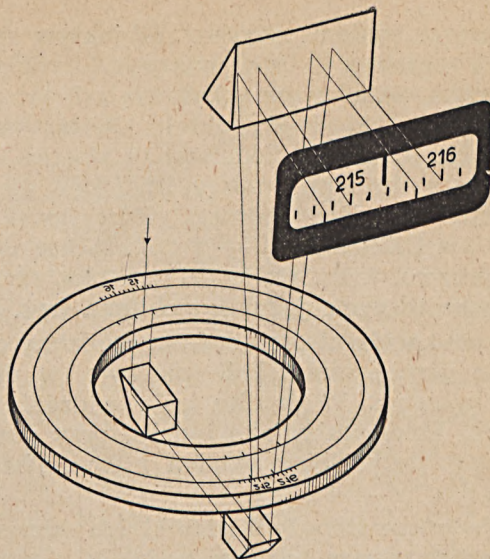
Rys. 1.

kreskę dla stałej 50 i jedna kreska dla stałej 100. Na rys. 2 (z łata) widzimy dwie kreski po lewej i prawej stronie dla stałej 20.

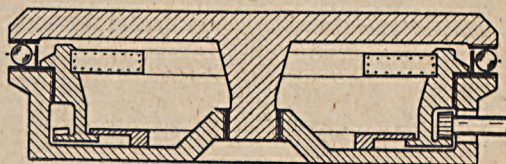
Instrument DKR można używać do optycznego mierzenia odległości; o ile na obiektyw (na lunetę) nałoży się kliny DM lub D M — M (firmy Kern) i użyje łaty poziomej. Instrument ten można wyposażyć dodatkowo w busolę kołową lub rurkową, libelę nasadkową, libelę na lunetę, elektryczne oświetlenie i pryzmatyczny okular dla pomiarów astronomicznych (do  $70^\circ$  kąta pionowego). Pewną odmianę w produkcji DKR stanowi DKR — P, instrument z oddzielnym spodem, służący do poligonizacji miejskiej; jego kompletne wyposażenie obejmuje: 3 statywy, 3 spody instrumentu i 2 tarcze celownicze. Konstruktor instrumentu jest Dr Henryk Wild. Instrument ten charakteryzuje się tym, że na każdym kole poziomym i pionowym mamy równocześnie nacięte dwa koła podziału o róż-



Rys. 2.



Rys. 3.



Rys. 4.

nych średnicach. Podział grubszy służy jako indeks i jest nieopisany; drugi podział — dokładnie jest opisany. Schematyczne rozwiązanie przedstawia rys. 3.

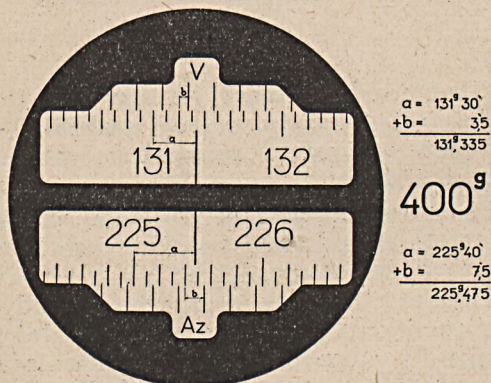
Dalszą nowością jest konstrukcja osi pionowej instrumentu. Zamiast stożkowego konusu, który powodował opadanie lub podnoszenie się instrumentu przy obrotach alhidady, co powodowało dwa źródła błędów niestałości osi instrumentu (luzu), względnie walcowego konusu, który często obok ma kulkowe prowadzenie na ukośnej płaszczyźnie (3 punkty styku kul, które nie mogą leżeć na średnicach), dające też mniejsze ale znaczne błędy luzu osi, zastosowano obrót alhidady na łożyskach kulkowych nazewnątrz (kule obracają się około swych średnic, gdyż leżą między dwiema płaszczyznami równoległymi, przez co uzyskano większą stałość instrumentu (bez luzu). Schematycznie przedstawia konstrukcję rys. 4. Zachowana część w środku walca nie jest osią instrumentu lecz tylko ma zabezpieczyć nieprzesuwanie się instrumentu w horyzoncie w czasie obrotu.

Instrument ten jest produkowany, w starym ( $360^\circ$ ) i nowym podziale ( $400^g$ ). Luneta jak we wszystkich teodolitach Kerna o podwójnych podziałach (za wyjątkiem DKM<sub>3</sub>) jest lunetą analaktyczną z wewnętrzną soczewką ogniskującą, o średnicy obiektywu 45 mm i dającą 27-krotne powiększenie. Obiektyw i oku-

lar tworzą system optyczny. Obiektyw składa się z 3 soczewek (2-ch wypukłych i 1 wklęsłej). Soczewka ogniskująca składa się z 2 soczewek (wklęsłej i wklęsło-wypukłej). Okular tworzy też układ soczewek. Soczewki są albo ze szkła, flintu albo krownu i tak są obliczone, że dają minimum błędów aberacji. Odczytywać podział kół DKR i DKR — P można bez użycia mikrometru, t. zn. na jeden rzut oka, szybciej niż przy odczycie jednego noniusza (rys. 5).

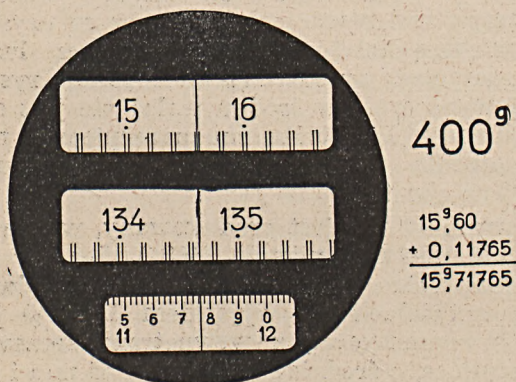
W polu widzenia mikroskopu widzimy obrazy, w górnej części koło pionowe, w dolnej koło poziome. W środku pola widzenia jest kreska, która służy jako indeks, przy pomocy którego odczytujemy stopień i dziesiątki minut.

Pojedyncze minuty i ułamki ich odczytujemy przy pomocy grubego podziału z tym, że podwójne minuty dokładnego podziału (dla  $360^\circ$ ) są liczone jako pojedyncze minuty, względnie dla  $400^g$  zamiast 10 minut, liczy się jako 5 minut. Na rys. 5  $t_2$  oznacza interwał grubego podziału  $t_1$  — zaś podwójny interwał dokładnego podziału (a więc 20 minut cent. — które liczymy jako 10 minut cent.).

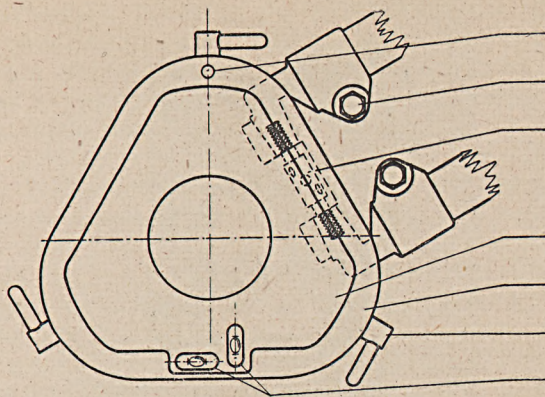


Rys. 5.

Wszystkie litery  $a_1$   $b_1$   $t_1$   $t_2$  i i są na rysunku wprowadzone dla objaśnienia, w polu widzenia mikroskopu nie są widoczne.



Rys. 6.

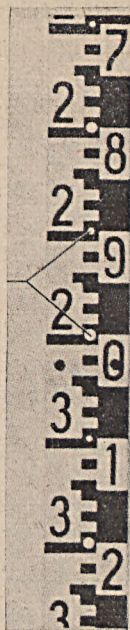


Rys. 7.

Krótkie ćwiczenie w odczytywaniu zezwala później na odczyt „w jednej chwili“. Są też produkowane redukcyjne tachymetry-teodolity z mikrometrem optycznym, gdzie odczyty obu kół wykonywuje się przy pomocy tego samego mikrometru, przy czym nie trzeba przy odczytach poszczególnych kół (poziomego i pionowego) nastawiać na zero mikrometru optycznego. Dalsze objaśnienia daje rys. 6, gdzie w górze widzimy obraz koła pionowego, w środku koła poziomego, a u dołu mikrometr. Instrumenty te są oznaczone przez skrót DKRM, względnie z odejmowanym spodem przez DKRM — P.

Jako dalszą nowością w konstrukcji instrumentów Kerna jest konstrukcja statywu z urządzeniem do pochylania głowicy statywu. W głowicy statywu wbudowane są 2 libelki krzyżowe, służące do spoziomowania głowicy w przybliżeniu, przy czym sama głowica jest zawieszona kardanowo, (rys. 7). Przez zwolnienie 3 śrub zaciskowych jesteśmy w stanie ustawić głowicę statywu w poziomie, a następnie przez zaciskanie, głowica zostaje utwierdzona. Ustawienie instrumentu jest problemem kilku sekund, gdyż nie potrzeba dużych obrotów śrubami nastawniczymi, które są w montowane — poziomo (nie pionowo), przez co wolne są od martwych chodów śrub. Przez urządzenie do pochylania głowicy statywu w całej pełni jest wykorzystany pion optyczny. Głowica statywu jest ochraniana przy pomocy metalowej czapki, tak, że nie może być uszkodzona przy transporcie.

Dla celów tachymetrycznych, zamiast zwykłej łąty, dołączona jest specjalna łąta tachymetryczna t. zw. łąta topograficzna z 2 uchwytnymi i libelką pudełkową do pionowego ustawienia łąty na punktach tachymetrycznych. Podział łąty, jak przedstawia rys. 8. Każdy początek decymetra jest zaznaczony przez markę w postaci kółka białego a to: nieparzyste decymetry małymi kółkami o średnicy 5 mm, zaś parzyste decymetry, kółkami o śred-



Rys. 8.

nicy 10 mm. Te marki służy do nastawiania krzywych diagramu, a błąd nastawienia przez to praktycznie nie istnieje. Pozostaje tylko odczyt drugiej krzywej diagramu. Słabe zakrzywienie diagramu zezwala na dokładny odczyt. Mniejsze marki (o średnicy 5 mm) służy do nastawienia dla odległości do 100 m, większe marki (o średnicy 10 mm) dla odległości większych niż 100 m. Zastosowanie nowej lunety w instrumentach geodezyjnych Kerna, wprowadzenie podwójnego podziału na każdym kole, zastosowanie konstrukcji osi pionowej i śrub nastawniczych, jak również głowicy statywu, stanowi dalszy krok naprzód w budowie instrumentów geodezyjnych i zapewnia dobre wyniki w pracy pomiarowej. Na zakończenie chcę podać kilka wyników

jakie osiągnąłem w pracy tachymetrem — teodolitem Kerna Nr 34228 o podziale gradowym (400<sup>g</sup>) i przy użyciu statywu z głowicą do pochylania.

Nr.	Kąt pionowy		Wielkości pomierzone przy pomocy DKR		Wielkości rzeczywiste		Różnica	
	g	c	Odległość D <sup>1</sup> w mtr.	Różnica wysokości H <sup>1</sup> w mtr.	Odlegl. D.	Różnica wysok. H	D-D <sup>1</sup>	H-H <sup>1</sup>
1.	93	20	11.50	- 1.99	11.51	- 1.98	+0.01	+0.01
2.	83	22	32.50	- 9.21	32.56	- 9.15	+0.06	+0.06
3.	101	22	53.60	- 0.14	53.54	- 0.12	-0.06	+0.02
4.	76	45	73.70	-30.95	73.60	-30.91	- 0.10	+0.04
5.	97	97	90.80	- 3.63	90.63	- 3.68	- 0.17	-0.05
6.	107	93	92.10	+11.67	92.29	+11.63	+0.19	-0.04
7.	117	45	105.10	+28.52	105.20	+28.60	+0.10	+0.08
8.	118	55	112.10	+31.64	112.07	+31.69	-0.03	+0.05
9.	80	89	130.20	-40.37	130.30	-40.20	+0.10	+0.17
10.	85	81	148.80	-34.41	148.57	-34.28	- 0.23	+0.13

Wyniki powyższe dają obraz zastosowania tego instrumentu w pracach tachymetrycznych, oprócz tego DKR, jako dobry teodolit nadaje się do prac inżynierskich przy poligonizacji, tyczeniu tras itp.

DKRM lub DKRM — P (z mikrometrem optycznym) mogą być użyte z dobrym wynikiem nie tylko jako tachymetr, lecz jako teodolit do triangulacji III i IV-go rzędu. Przez wielostronność zastosowania staje się ten instrument użyteczniejszym od innych instrumentów geodezyjnych.

Te kilka moich uwag miały za zadanie zwrócić uwagę na nowości konstrukcyjne instrumentów geodezyjnych oraz na uniwersalność ich zastosowania, jak również na dokładności, jakie dają one w pracach polowych.

Dr inż. Czesław Kamela

## Kalibracja radiogoniometru na statkach morskich

Inż. Gustaw Lenkowski

We wstępie zamieszczę krótki opis radiogoniometru najczęściej używanego przez naszą żeglugę morską. Składa się on ze zwykłego bardzo czułego radioodbiornika zaopatrzonego w ruchomą antenę ramową. Antena jest połączona ze skalą z podziałem stopniowym od 0<sup>o</sup> do 360<sup>o</sup>; 0 — 180<sup>o</sup> skali jest zorientowane wzdłuż osi statku.

Siła odbieranego sygnału zależna jest od położenia anteny i osiąga swoje minimum przy

pozycji prostopadłej do kierunku nadchodzącej fali.

Właściwość ta jest wyzyskana dla określenia pozycji statku. Znając położenie kilku stacji nadawczych, kąty między osią statku a kierunkiem odbieranych sygnałów, oraz kurs statku (w stosunku do północy magnetycznej), łatwo obliczyć azymuty odbieranych sygnałów, a wkreślając je na mapę otrzymamy pozycję statku, jako przecięcie kilku kierunków.

Drugim zadaniem radiogoniometru jest utrzymanie statku na pewnym kursie, przy czym stacja nadawcza (radiolatarnia) znajduje się na kursie statku (na przedłużeniu jego osi). Oczywiście radiogoniometr przychodzi do głosu i staje się niezbędnym w warunkach złej widoczności — podczas mgły i w chmurne noce gdy zawodzą inne sposoby nawigacji przez bezpośrednie zaobserwowanie i obliczenie zwykłych współrzędnych geograficznych.

Należyte określenie pozycji statku decyduje o jego bezpieczeństwie, a często o ludzkim życiu, przeto niezmiernie ważnym jest należyta rektyfikacja radiogoniometru.

Jednym z najprostszyc sposobów takiego sprawdzenia jest umieszczenie i obrót statku w odległości około 5 — 6 km. od dobrze widocznej radiolatarni (stacji nadawczej). Jednocześnie pomiar kątów radiogoniometrem i jakimkolwiek kątomierzem optycznym umieszczonym na pokładzie statku i zorientowanym zerem wzdłuż osi umożliwia porównanie kątów i wyciągnięcie wniosków co do zniekształceń, którym ulegają fale radiowe w obecności mas metalowych statku (maszty, anteny, komin itd.).

Poprawki obliczamy według wzoru:

$K$  (kąt prawdziwy z n =  $K$  (kąt odczytany +  $d$  (poprawka) miaru optycznego) na radiogoniometrze)

$$d = K_{opt} - K_{radiogoniometr}$$

Wykonanie wymaga dwóch obserwatorów: geodety na pokładzie przy kątomierzu (teodolicie) i elektryka przy goniometrze w kajucie nawigacyjnej. Synchronizacja odczytów najlepiej przy pomocy telefonu. Sekretarz wspólny, któremu obaj obserwatorzy podają wyniki swych pomiarów.

Dla ilustracji przytoczę krótki opis kalibracji radiogoniometru wykonanej na statku s/s Puławski.

Jako kątomierza użyto teodolitu Wild T1 (ze względu na szybkość odczytu) ustawionego ekscentrycznie w stosunku do anteny goniometru. Wartość ekscentru 4 metry przy średniej odległości radiolatarni Hel około 10 km spowodowałyby maksymalne poprawki kątów

$$d = \frac{4}{10.000} 3438 = 1'.4$$

co przy dokładności wyznaczenia kąta przez radiogoniometr  $\pm 10'.5$  byłoby bez znaczenia.

Przed właściwą rektyfikacją nastąpiło sprawdzenie ustawienia zera tarczy podziałowej goniometru przez namiar kilku kątów (podczas postoju statku w porcie) teodolitem na odległe cele i skierowania na nie ramy goniometru. Otrzymane kąty winny wykazać różnicę  $90^0$ . Nieznaczne różnice około  $10'.5$  usunięto przez przesunięcie tarczy podziałowej goniometru. Właściwą kalibrację wykonano

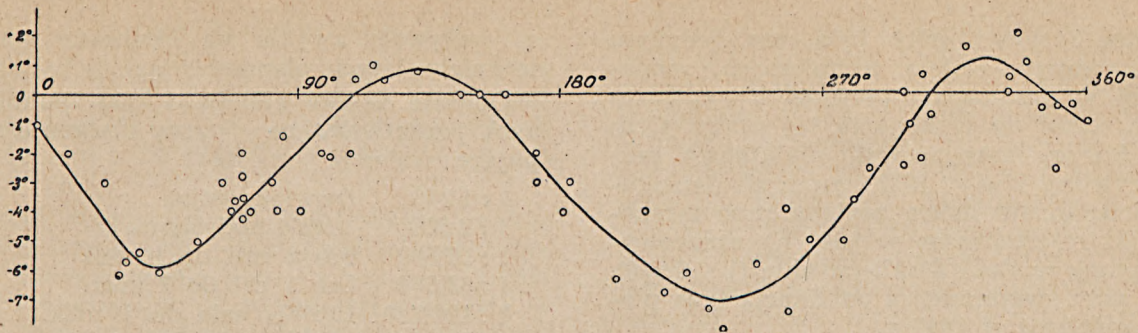
na Zatoce Gdańskiej w odległości 10 km. od radiolatarni na Helu pracującej na fali 1000 mtr.

Dla kontroli wykonano kilka obrotów statku namierzając kąty teodolitem (z dwóch stanowisk) i goniometrem ok. co  $10^0$ .

Ponieważ namiar radiowy jest trudniejszy, ma on pierwszeństwo i dopiero na sygnał radiooperatora dokonywano namiaru optycznego. Spowodowało to wypadnięcie niektórych namiarów optycznych z powodu różnych przeszkód jak maszty, komin itd. Uzupelnienie brakujących pomiarów wykonano umieszczając teodolit na drugim ekscentrycznym stanowisku.

Rezultaty pomiarów podaję w formie tabeli Nr 1.

Teodolit	Radiogoniometr	Poprawki	Teodolit	Radiogoniometr	Poprawki
62	66	- 4	294.5	297	- 2.5
63.3	67	- 3.7	276.4	280	- 3.6
67.2	70	- 2.8	281.3	284	- 2.7
67.4	71	- 3.6	297	297	0
69.5	73.5	- 4.0	—	310	—
60	63	- 3.0	—	328	—
70.3	72	- 2.0	338	336	+ 2.0
22.4	28.5	- 6.1	354.5	355	- 0.5
333.5	333	+ 0.5	359	360	- 1.0
334.7	332	+ 2.7	29.6	35	- 5.4
—	322	—	—	54	—
—	312	—	82.6	84	- 1.4
303.7	303	+ 0.7	95	97	- 2.0
272	277	- 5.0	116	115	+ 1.0
260	265	- 5.0	130.8	130	+ 0.8
252	256	- 4.0	149	148	+ 1.0
240.7	246.5	- 5.8	—	178	—
227	235	- 8.0	204	208	- 4.0
222.7	230	- 7.3	250.6	258	- 7.4
217.4	223.5	- 6.1	342.5	344	1.5
208.2	215	- 6.8	3 53	306	- 0.7
192.7	199	- 6.3	300.8	303	- 2.2
—	187	—	298	299	- 1.0
—	175	—	II stanowisko dodatkowe		
152	152	0	0 <sup>1</sup>	1	1 <sup>0</sup>
145	145	0	10	- 12	- 2.0
—	132	—	20	- 23	- 3.0
—	124	—	35	41	- 6.0
105.5	107.5	- 2.0	50	55	- 5.0
97.8	100	- 2.2	80	83	- 3.0
86	90	- 4.0	110	109.5	+ 0.5
77.2	82	- 4.0	120	119.5	+ 0.5
65.8	70.0	- 4.2	160	160	0
—	55	—	170	172	- 2
33.5	40	- 6.5	171	174	- 3
24.3	30	- 5.7	18 <sup>1</sup>	184	- 4
—	17	—	183	186	- 3
—	9	—	320	318.5	+ 1.5
346.3	349	- 2.7	340	339.0	+ 1.0
332	332	0	350	350.5	- 0.5
—	312	—			



Rys 1.

Końcowym etapem pracy będzie sporządzenie wykresu. Na osi X odkładamy otrzymane poprawki; na osi Y-ów podział radiogoniometru. Wykreślenie krzywej „na oko”. Poprawki dla surowych odczytów radiogoniometru otrzymujemy z krzywej co  $10^0$ .

TABELA POPRAWEK

Odczyt radiogoniometru	Poprawki	Odczyt prawidłowy
$0^0$	- 1.0	359 <sup>0</sup> 0
$10^0$	- 2.3	7.6
$20^0$	- 3.8	16.2
	itd.	

Na zakończenie kilka słów o roli jaką może odegrać na statku geodeta, który wbrew swemu tytułowi, porzucił pewny grunt i powierzył swe losy obcemu żywiołowi.

Rola to dosyć skromna; chociaż zastosowanie teodolitu (oczywiście z systemem optycznym odczytu — na czytanie noniusza zabrakłoby czasu) pozwala na obserwowanie radiolatarni z dużej odległości np. z reddy portu Gdyni. Umożliwia to wyznaczenie poprawki goniometru równocześnie z dewiacją igły kompasu, co zaoszczędza statkom sporo cennego czasu.

Teodolit poza tym umożliwia ściśle wyznaczenie osi statku, co jest bardzo trudne i niedokładne przy użyciu innych kątomierzy. A najważniejsze to ocena dokładności pomierzonych kątów przyjmująca pod uwagę takie czynniki jak przechyły statku.

Na ostatku chciałbym zaznaczyć, że w swoim artykule główny nacisk położyłem na pomiary geodezyjne, traktując pobieżnie elektryczną część zagadnienia.

Inż. Gustaw Lenkowski

## Rys historyczny prac geodezyjno-kartograficznych w Wielkiej Brytanii

Inż. Kazimierz Bramorski

Pomiary państwa, oraz opracowanie i wydawanie map dla potrzeb państwowych, prowadzi w Wielkiej Brytanii instytucja pod nazwą „Ordnance Survey“, co w tłumaczeniu mogłoby brzmieć „Pomiary Artyleryjskie“, „Pomiary Intendentury“, lub coś w tym rodzaju. Nazwa tej instytucji, jak wiele innych nazw w W. Brytanii, jest już dziś dość wyraźnie przestarzała i datuje się z r. 1791, kiedy parlament angielski zalecił wykonanie pomiarów triangulacyjnych Anglii i Walii dla celów obrony kraju, a pracę tę, jako mającą podówczas charakter wyłącznie wojskowy, zlecono do wykonania władzom wojskowym, które utworzyły specjalną instytucję pod nazwą „Ordnance Survey“.

Pomiary triangulacyjne rozpoczęto w tymże roku (1791), jednocześnie z nimi prowadząc zdjęcia topograficzne, których wyniki miały być opracowane w skali 1 cal do 1 mili (1 : 63 360). Właściwa praca nad mapą rozpoczęła się w 1795 r., a pierwszy arkusz mapy w tej skali opublikowany został 1 stycznia 1801 r. Pomiary postępowały mniej lub więcej regularnie aż do 1840 r., kiedy pokryły całą Walię i Anglię na południe od linii przebiegającej przez Preston i Hull.

W międzyczasie powstało nowe zagadnienie związane z polityką terenową w Irlandii. Tym razem dla celów czysto cywilnych, powstała potrzeba opracowania mapy tego kraju w dużej skali, a dzieło to powierzono instytucji

*Ordnance Survey* gdyż była ona jedynym zorganizowanym ciałem technicznym, zaopatrzoną w dostateczny personel i wyposażenie potrzebne do wykonania tej pracy. *Ordnance Survey* zaangażowało dodatkowy personel cywilny i w r. 1825 rozpoczęło triangulację Irlandii. W miarę postępu prac terenowych (które ukończono w 1840 r.), opracowywano plany w skali 6 cali na milę (1:10 560). Całość prac związanych z publikacją tych planów ukończono w 1847 r.

Użyteczność planów w tej skali spowodowała natychmiastowe niemal zapotrzebowanie na podobne plany w W. Brytanii. Toteż w roku 1840 wyszło zarządzenie co do pomiaru w tej skali sześciu północnych hrabstw Anglii, których mapy w skali 1 cal do 1 mili nie zostały jeszcze wykonane.

Wkrótce jednak stało się jasnym, że plany wykonane nawet w tak dużej skali nie wystarczą dla wszystkich celów gospodarstwa narodowego, a długotrwałe spory wznawiane przez około 10 lat doprowadziły do przyjęcia najstosowniejszej skali. Jako skala podstawowa, na której bazowane byłyby wszystkie inne plany i mapy, wyłoniła się skala 1:2 500.

Plany w skali 1:2 500, których opracowanie rozpoczęto w 1853 r., a ukończono w 1893 r., są dotychczas podstawowymi planami, na których oparte jest opracowanie i aktualizacja planów i map w mniejszych skalach.

Poza planami 1:2 500 wydane zostały liczne zezwolenia w różnym czasie na opracowanie i wydanie planów i map również w innych skalach. *Ordnance Survey* wykonywał plany miast w skalach 10 stóp na milę (1:528) i 5 stóp na milę (1:1 056). Publikacja tych planów została zaniechana (z wyjątkiem terenów Londynu) w 1892 r. Utrzymanie i aktualizację już wykonanych planów przejęły w niektórych wypadkach władze samorządowe,

co wpływało zwykle na obniżenie wartości technicznej tych planów.

Obecnie zakres planów i map publikowanych przez *Ordnance Survey* obejmuje następujące skale:

1:1 250	(powiększenia)
1:2 500	(skala podstawowa)
1:10 560	lub 6 cali do 1 mili
1:63 360	lub 1 cal do 1 mili
1:126 720	lub 1/2 cala do 1 mili
1:253 440	lub 1/4 cala do 1 mili
1:500 000	
1:633 600	lub 1/10 cala do 1 mili
1:1 000 000	(Międzynarodowa Mapa Świata)

*Ordnance Survey* wykonuje również plany dla celów podatku gruntowego i wydaje mapy dla potrzeb Admiralicji, Ministerstwa Wojny, Ministerstwa Lotnictwa i Instytutu Geologicznego. Wszystkie mapy bazowane są na oryginalnych planach 1:2 500, jakkolwiek mapy w skali 1 cal na 1 milę (i mniejszych) są w poszczególnych wypadkach aktualizowane i wydawane niezależnie.

Zakres zagadnień cywilnych, związanych z pracami *Ordnance Survey*, przewyższył wkrótce — podobnie jak i w innych krajach — zagadnienia wojskowe, a rezultatem tego stanu faktycznego było przeniesienie nadzoru nad tą instytucją z Ministerstwa Wojny do Ministerstwa Robót Publicznych (1870 r.), a później do Ministerstwa Rolnictwa. Obecnie personel *Ordnance Survey* składa się zarówno z pracowników cywilnych (ok. 1 000), jak i z pozostających w czynnej służbie wojskowej (ok. 400). Dyrektor Naczelny odpowiedzialny jest za szkolenie personelu zarówno wojskowego, jak i cywilnego. Pierwsza kategoria pracowników musi być szkolona w wojskowych zastosowaniach miernictwa, gdyż tworzy ona na wypadek mobilizacji jądro służby mierniczej w armii.

Nazwa bazy	Rok pomiaru	Przyrządy użyte do pomiaru bazy	Długość bazy	Różnica między długością pomierzoną i obliczoną z triangulacji	Odchyłka względna
Hounslow Heath . . . .	1784	pręty szklane . . . . .	5,2 mil	—	
„	1791	łańcuch stalowy . . . . .	5,2 „	2 cale	1:160 000
Romney Marsh . . . . .	?	„ „	5,4 „	2 stopy	1:14 500
Salisbury Plain . . . . .	1794	„ „	7 „	10 cali	1:44 000
King's Sedgemoor . . . .	?	aparatus Colby'ego . . . .	5,2 „	6—9 cali	1:42 000
Misterton Carr . . . . .	1801	„ „	5 „	2 cale	1:140 000
Rhuddlan Marsh . . . . .	1806	„ „	4,5 „	19 cali	1:15 000
Belhevie . . . . .	1817	„ „	5 „	3 cale	1:110 000
Lough Foyle . . . . .	1826	„ „	10 „	2,5 cala	1:200 000
Salisbury Plain . . . . .	1849	„ „	7 „	2 cale	1:180 000

Sieć triangulacyjna w W. Brytanii dzieli się na trzy rzędy: I rząd — o bokach 40—60 mil (65—95 km), II rząd — o bokach 10—12 mil (16—19 km) i III rząd — o bokach 1—3 mil (1,5—5 km).

I rząd, obejmujący ok. 250 punktów, wykonano w latach 1791—1852. Bazy mierzone były w różnym czasie, a co za tym idzie i różnymi przyrządami; w początkowym okresie — łańcuchami stalowymi, lub prętami szklanymi, później — łańcuchami, wreszcie — aparatami dwumetalowymi pomysłu Colby'ego. Powyższa tabela zawiera niektóre dane z pomiaru ważniejszych baz.

Oczywiście w odchyłkach względnych podanych w tabeli tkwią błędy nie tylko samego pomiaru bazy, ale również błędy obserwacji kątowych na odcinku sieci od punktu wyjściowego do danej bazy.

Kąty w sieci I rzędu mierzono czterema wielkimi teodolitami; dwa z nich posiadały limbusy o średnicy 3 stopy (91,5 cm), jeden — o średnicy 2 stopy (61 cm), i jeden — o średnicy 1 stopa 6 cali (46 cm). Teodolity te, pomimo swych wyjątkowych rozmiarów, posiadały tylko po dwa noniusze. Inne dane dwóch największych teodolitów: ogniskowa lunety — 36 cali (91,5 cm), otwór obiektywu —  $2\frac{1}{2}$  cala (63 mm), powiększenie lunety —  $54\times$  waga instrumentu — 200 funtów (91 kg.). Obecnie cztery te teodolity, z których trzy wykonane były przez Ramsdena, a którymi zapoczątkowano obserwacje sieci triangulacyjnej W. Brytanii, znajdują się w South Kensington Museum w Londynie.

Przy obserwacjach używano przenośnych wież o wysokości 30 stóp (9 m) i sygnałów o wysokości 35 stóp (11 m). Do wyciągania teodolitów na wieże stosowano przenośne dźwigi. Obserwacje wykonywano metodą kierunkową; średni błąd obserwowanego kierunku, jak podają źródła angielskie, wyniósł 0,2", co wy daje się raczej wątpliwe.

Sieć I rzędu zawierała 32 punkty astronomiczne, na których zaobserwowane zostały szerokość i długość geograficzna, oraz azymut.

Sieć I rzędu jest siecią powierzchniową, a nie łańcuchową, jak w innych krajach; sieć ta, gdyby miała być wyrównaną jednocześnie, zawierałaby 920 równań normalnych. W celu uniknięcia tego rodzaju obliczeń, podzielono tę sieć na 21 części. W pierwszym stadium wyrównano cztery niestykające się ze sobą części, a następnie wyrównanie pozostałych części oparto na przyjętych danych z pierwotnego wyrównania. Dzięki temu przeciętna ilość równań normalnych w wyrównywanych częściach wyniosła 44 równania (maksymalna — 77 równań).

Kierunki w sieci II rzędu obserwowano teodolitami o średnicy limbusa 12 cali (30 cm), w sieci III rzędu — 7-calowymi i 5-calowymi teodolitami (3 cm i 13 cm średnicy limbusa).

Niwelację precyzyjną W. Brytanii wykonywano w latach 1840—1859, w Irlandii zaś — w latach 1837—1843. Niwelacja ta nie odpowiadała dzisiejszym pojęciom naukowym o niwelacji precyzyjnej, dlatego też w r. 1912 podjęto powtórny niwelację, zakładając nowe, bardziej trwałe repery i wyznaczając nowy poziom odniesienia przy pomocy długookresowych notowań poziomu morza w Dunbar i Newlyn.

#### Odwzorowania

Plany wskali 1:2500 i w skali 6 cali wykonane są obecnie w 39 różnych układach w odwzorowaniu Cassini'ego (Soldnera). Każdy z układów ma inny południk początkowy, przechodzący przez środek odwzorowywanego obszaru. Stan ten datuje się z początkowego okresu prac *Ordnance Survey*, gdy każda jednostka administracyjna (hrabstwo) traktowana była jako oddzielny obiekt pomiaru.

Odwzorowanie Cassini'ego użyte zostało również do opracowania map Anglii i Walii w skali 1 cal i mniejszych. Mapy Szkocji w skalach 1 cal i  $\frac{1}{2}$  cala opracowane są w rzucie Bonne'a. Jednak wszystkie te mapy drobnoskalowe odwzorowane są w układzie opartym o jeden południk początkowy i tworzą jedną serię pokrywającą cały kraj.

Ostatnie wydania mapy Anglii w skali 1 cal opracowane są w poprzecznym rzucie Mercatora (Gauss-Krüger), o południku początkowym 2° W.

W związku z tą różnorodnością odwzorowań, brakiem ciągłości w seriach planów wielkoskalowych, a co za tym idzie, chaosem w układach sekcji, istnieje szereg niedogodności powodujących dodatkowe koszty przy opracowaniu i aktualizacji map w różnych skalach. Komisja ministerialna powołana w 1935 r. dla ustalenia wytycznych dla dalszej działalności *Ordnance Survey*, zaleciła wprowadzenie jednolitego odwzorowania dla całej W. Brytanii i dla map i planów we wszystkich skalach. Jako najstosowniejsze odwzorowanie, uwzględniając wydłużony kształt kraju wzdłuż południka, komisja zaleciła poprzeczny rzut Mercatora (Gauss-Krüger).

#### Plany 1:2500

W r. 1853 Komisja Ministerialna zaleciła, aby plany wszystkich terenów uprawnych wykonane zostały w skali 1:2500, a zalecenie to zostało zaakceptowane przez Skarb Państwa w lipcu 1854 r. Dla tych terenów, na których pomiary dla skali 6 cali już były w toku, decyzja co do przejścia na skalę 1:2500 odłożona została do następnego roku.

W roku tym wykonanie pomiarów północnych hrabstw Anglii i części Szkocji dla skali 1:2500 zostało aprobowane, jednak w 1857 r. Izba Gmin zmieniła decyzję i pomiary te przerwano. Decyzja ta wywołała ostrą krytykę sfer zainteresowanych tak, że 12 grudnia 1857 r. została powołana Komisja Królewska i ta wydała raport za kontynuowaniem pomiaru. Pomiar wznowiono w 1858 r., a program (na który miano zezwolenie) ukończono w 1862 r. W tymże roku Komisja Izby Gmin zaleciła, aby tereny południowej Anglii, pomierzone uprzednio dla skali 1 cal na 1 milę, pomierzyć na nowo na skalę 1:2500. Pomiar ten postępował powoli aż do 1880 r., kiedy naskutek pilnej potrzeby wprowadzenia taniego systemu obrotu ziemią, rząd zezwolił na podwojenie personelu i urządzeń *Ordnance Survey* tylko dlatego, aby plany 1:2500 mogły być ukończone w 1890 r. Termin ten został rzeczywiście dotrzymany i od tego czasu kraj czynie wielkie korzyści z posiadania kompletnej serii planów wielko-skalowych, jakkolwiek w ostatnich latach wartość tych planów zmalała naskutek niedostatecznej aktualizacji.

Plan 1:2500, jak twierdzą Anglicy, nie ma swego odpowiednika na całym świecie i cieszy się zasłużonym wielkim uznaniem. Żadnemu innemu krajowi, zdaniem Anglików, nie udało się opracować planów praktycznie wszystkich jego terenów w tak dużej skali.

Sekcje planu 1:2500 mają wymiary 25×38 cali (63,5×96,5 cm) i obejmują powierzchnię 960 akrów (388 ha). Numeracja sekcji zamknięta jest w granicach każdego hrabstwa.

Powierzchnie poszczególnych parcel obliczane są graficznie przy pomocy specjalnych podziałek. Obliczenia powierzchni prowadzone są w ramach sekcji, a suma poszczególnych powierzchni wyrównywana jest do cyfry 960 akrów.

Każda parcela (z wyjątkiem b. małych) ma swój własny numer; numeracja biegnie w sposób ciągły w granicach gminy. Bardzo małe parcele łączone są razem i otrzymują wtedy wspólny numer, względnie przyłączane są pod względem numeracji do sąsiednich większych parcel. Poza numerem podana jest na planie powierzchnia każdej parceli.

Na planach pokazane są punkty triangulacyjne, granice, żywopłoty, drewny, przewody wodociągowe, zabudowania, drzewa itp. Drobne szczegóły terenowe oznaczane są symbolami literowymi, np: P — pompa, SP — semafor, PH — karczma, FB — kładka, FP — ścieżka itp. Na każdej sekcji wykreślona jest podziałka.

Z elementów wysokościowych podane są jedynie repery i pikiety wysokościowe na osiach dróg.

Plany 1:2500 używane są jako podkłady do szczegółowych projektów linii kolejowych, dróg, kanałów, rurociągów i kanalizacji.

#### *Plany 6 cali do 1 mili (1:10560)*

W 1824 r. został zdecydowany pomiar Irlandii dla celów szacunku gruntów w skali 6 cali na milę, a ponieważ *Ordnance Survey* było jedynym zorganizowanym urzędem fachowym w tej dziedzinie, podjęcie tego dzieła zostało polecone tej instytucji. Pomiar, ukończony w 1840 r., wypadł tak pomyślnie, że wywołał zapotrzebowanie na podobne plany dla W. Brytanii, a Skarb Państwa zgodził się na pomiar sześciu północnych hrabstw Anglii.

W 1853 r. powstała ogólna opinia, że plan w skali 6 cali nie jest wystarczający dla wszystkich celów gospodarczych i w roku tym Skarb Państwa rozesłał okólnik do pewnej liczby osób zainteresowanych, prosząc o wyrażenie poglądów co do najstosowniejszej skali, jaką należałoby przyjąć. Komisja utworzona dla opracowania wyników tej ankiety zaleciła, jak wiemy, skalę 1:2500 dla wszystkich terenów z wyjątkiem górzystych i nie uprawianych. Jednakże zalecone zostało również kontynuowanie skali 6 cali z tym, aby w przyszłości plany te były wykonywane przez zmniejszenie planów 1:2500, tam gdzie plany te istnieją. Zalecenia te zostały wreszcie aprobowane i stosowane są obecnie.

Sekcje planów w skali 6 cali do 1 mili mają wymiary 24×36 cali (61×91,5 cm) i pokrywają obszar o powierzchni 15360 akrów lub 24 mile kwadratowe (6220 ha). Plany te są wydawane również jako ćwiartki sekcji normalnej z oznaczeniami dodatkowymi NE, SE, NW, SW.

Na planach tych powierzchnie parcel nie są wykazywane; oznaczenia użytków są takie same, jak na planach 1:2500.

Oprócz reperów i pikietów na osiach dróg, pokazane są na tych planach warstwy w odstępach wysokości przeciętnie co 100 stóp (30,5 m) w terenach płaskich — co 50 stóp (15 m), a w terenach podgórskich — nawet co 250 stóp (76,5 m)]. Oczywiście warstwy o tak dużym skoku dają jedynie pobieżny obraz konfiguracji terenu, jednakże plany te mogą być i są używane do wstępnych studiów przy trasowaniu linii kolejowych, dróg, kanałów, budowli wodnych itp.

#### *Mapa 1 cal do 1 mili (1:63360)*

Jak wiemy, w r. 1791 parlament zażądał, aby wykonane zostało zdjęcie triangulacyjne Zjednoczonego Królestwa; wyniki zdjęć miały być opracowane w skali 1 cal do 1 mili. Właściwe prace nad mapą rozpoczęto w 1795 r. i do r. 1840 mapy te pokryły południową część Anglii i Walię po linię Preston-Hull. W roku



tym zdecydowano, że pozostałe obszary (Szkocja i północne hrabstwa Anglii) powinny być wykonane w skali 6 cali na 1 milę, a mapy w skali 1 cal do 1 mili, które pozostały do wykonania, powinny być wydane, jako zmniejszenia ze skali większej.

Szkocja i północne hrabstwa Anglii ukończone zostały w nowych seriach w 1870 r., a w 1872 zostały podjęte kroki do zastąpienia starych map w skali 1 cal do 1 mili przez kontynuowanie nowych serii, bazowanych na istniejących już planach w dużej skali. Nowe serie ukończone zostały w 1896 r. i od tej pory mapa ta podlega bieżącej aktualizacji.

Mapa ta publikowana jest w kilku opracowaniach dla różnych celów. Sekcje tej mapy mają wymiary 18×27 cali (46×68 cm). Na sekcjach naniesiona jest siatka kilometrowa, obliczona w jednolitym na cały kraj układzie i odwzorowaniu. Na mapie pokazana jest sieć drogowa i wodna, osiedla i lasy; warstwy — w odstępach, jak na planach w skali 6 cali do 1 mili.

Dla mierniczego i lądowca mapa ta służy głównie do pokazania przebiegu całej projektowanej linii kolei, drogi, kanału, rurociągu itp.

*Mapa 1/2 cala do 1 mili (1:126 720)*

Komisja z 1892 r. zaleciła przyjęcie skali 1/2 cala na milę dla wszystkich skorowidzów planów 1:2 500, jednak wydanie mapy w tej skali nie było poważnie rozważane aż do 1902 roku. Na wiele lat przed tą datą mapa całego kraju w tej skali wydana została przez firmę prywatną, a w związku z tym nie istniała powszechna potrzeba nowej serii w tej samej skali. Jednakże w 1902 r. Ministerstwo Wojny zdecydowało wprowadzić mapę w skali 1/2 cala do 1 mili dla celów szkolenia wojskowego. W związku z tym prosiło o upoważnienie Ordnance Survey do podjęcia opracowania serii map w tej skali. Upoważnienie takie zostało wydane w maju 1902 r.; praca rozpoczęła się w tymże roku i ukończona została dla całego kraju w r. 1920.

*Mapa 1/4 cala do 1 mili (1:253 440)*

W r. 1859 rozpoczęto pracę nad mapą w skali 1/4 cala do 1 mili; intencją było wydanie ogólnej mapy W. Brytanii, pomniejszonej z oryginału w skali 1 cal do 1 mili, który pokrywał południowe i środkowe dzielnice Anglii, oraz z planu w dużej skali, pokrywającego Szkocję i północne hrabstwa Anglii. Opracowywanie tej mapy zostało jednak przerwane w 1872 r., gdyż cały personel potrzebny był w tym czasie do pracy nad mapą w skali 1 cal do 1 mili. W 1884 r. wykonano jednak mapę w skali 1/4 cala do 1 mili na zapotrzebowanie i koszt Instytutu Geologicznego. Wkrótce sta-

ło się wiadomym, że nieopublikowana mapa w skali 1/4 cala do 1 mili jest opracowana, a interwencje różnych czynników doprowadziły do wypuszczenia tej mapy na rynek publiczny. Komisja z 1892 r. uznała, że mapa ta jest użyteczna dla celów zarówno szkoleniowych, jak i strategicznych i zaleciła, aby mapa w tej skali była rekonstruowana na podstawie nowej mapy w skali 1 cal do 1 mili, gdy ta będzie ukończona. Zalecenia te zostały przyjęte i mapa w skali 1/4 cala do 1 mili była stale aktualizowana i wydawana na nowo, jednocześnie z mapą w skali 1 cal do 1 mili. Obecnie mapa ta spełnia rolę mapy komunikacyjnej. Wszystkie ważniejsze drogi w W. Brytanii są numerowane, a numery te uwidocznione są na mapie komunikacyjnej.

*Mapa 1/10 cala do 1 mili (1:633 600)*

Mapa w skali 1/10 cala do 1 mili wypuszczona została początkowo jako skorowidz innych map. W tej formie istniała ona aż do 1892 r. W styczniu 1899 r. wyszło zezwolenie na opracowanie mapy w tej skali na podstawie świeżo wydanej mapy w skali 1 cal do 1 mili. Spodziewano się wykonać to w ciągu 3-ech lat. W rzeczywistości ukończono ją w 1904 r. i utrzymano w różnych formach aż do dziś.

*Mapa 1:1 000 000*

Międzynarodowa Unia Geodezyjna, obecnie przekształcona na Międzynarodową Unię Geodezyjno-Geofizyczną, która powstała pod koniec ub. stulecia, zaleciła przyjęcie przez wszystkie kraje skali 1:1 000 000 dla celów ogólnej mapy świata. W r. 1901 skala ta została przyjęta przez niektóre kraje i wydawano się niewątpliwym, że wszystkie kraje dostosują się do tego zalecenia. W związku z tym Ordnance Survey otrzymało zezwolenie na wydanie mapy w tej skali dla wysp brytyjskich, co zostało wykonane w 1924 r.

*Plany miast (1:500; 1:528 i 1:1 056)*

W czasie pomiaru Irlandii między r. 1825 a 1840, gdy kraj cały zdejmowany był w skali 6 cali do 1 mili, niektóre większe miasta pomierzone zostały w skali 1:1 056. Pierwszym planem miejskim w tej skali był plan Dublina wykonany w 1838 r. W następstwie tego Protokół Skarbu Państwa z października 1840 r., który dawał podstawę formalną do pomiaru sześciu północnych hrabstw Anglii w skali 6 cali do 1 mili, aprobował również pomiar wszystkich miast tych hrabstw powyżej 4 000 mieszkańców na skalę 1:1 056. Niektóre z tych miast wykonano nawet w większej skali, mianowicie 1:528. Jako rezultat zaleceń komisji z 1853 r., skala dla miast została zmieniona na 1:500, a to dla uzgodnienia z nowo wprowadzoną skalą 1:2 500. W krótkim czasie zarządzenie co do sporządzenia planów miast

rozszerzono na wszystkie miasta (powyżej 4 000 mieszk.) w całym kraju.

W r. 1892 Komisja Ministerialna wyraziła pogląd, że korzyści płynące z posiadania planów miejskich, których sporządzenie obciąża Skarb Państwa, wyciągają przede wszystkim władze samorządowe. Komisja zaleciła, aby obowiązek dalszego utrzymywania tych planów nałożyć na władze samorządowe, a *Ordnance Survey* miałoby tylko nadzór nad tą pracą. Gdyby poszczególne władze samorządowe nie potrafiły wywiązać się z nałożonego obowiązku, proponowano, aby *Ordnance Survey* wykonał potrzebne prace na koszt miasta. Komisja przypuszczała, że w ten sposób uda się utrzymać te plany, które uważała za bezwzględnie potrzebne, których jednak koszt wykonania i utrzymania był bardzo wysoki, a z których dochód finansowy był mały.

Jednakże Ministerstwo Rolnictwa nie było w stanie przeprowadzić tego rodzaju przymusu dla władz samorządowych. Ministerstwo zgodziło się, że *Ordnance Survey* nie będzie w dalszym ciągu odpowiedzialne za utrzymanie i aktualizację tych planów, jednak stanęło na stanowisku, że władze samorządowe powinny same określić, czy życzą sobie utrzymania planów w tych skalach. Ministerstwo zgodziło się również, że *Ordnance Survey* może wykonywać pomiary i reambulację tych planów tam, gdzie władze samorządowe wyrażą zgodę na pokrycie różnicy kosztów między sporządzeniem i utrzymaniem planów w skali 1:2 500, a utrzymaniem skali 1:500. Z możliwości tej skorzystało tylko 16 miast.

Obszar Londynu pomierzono po raz pierwszy na skalę 1:1 056 na koszt Komisarza Kanalizacji w okresie 1843—1850. Plan ten, obejmujący większą część ówczesnych terenów zabudowanych, był właściwie tylko planem ulic i obejmował ogółem 487 sekcji. W latach 1862—1872 doprowadzono do stanu aktualnego 326 sekcji i ukończono we wszystkich szczegółach. Później plany te zaktualizowano i rozszerzono w r. 1893. W r. 1906 wykonano dodatkowe plany dla Urzędu Rejestracji Terenów, tak że całe hrabstwo Londynu zostało pokryte tymi planami. Od 1907 r. do 1931 aktualizację wykonał sam Urząd Rejestracji Terenów; aktualizowane wydania publikowane były od czasu do czasu aż do 1923 r. Od 1931 r. podjął tę aktualizację *Ordnance Survey*, wykonując te prace na zlecenie Urzędu Rejestracji Terenów.

#### Zalecenia Komisji Ministerialnej z r. 1935

W 1935 r. powołana została specjalna komisja ministerialna dla zbadania spraw, związanych z utrzymaniem i aktualizacją map, opracowywanych przez *Ordnance Survey*, oraz

z przygotowaniem podkładów dla planowania miejskiego, regionalnego i krajowego.

Komisja ta złożyła Ministrowi Rolnictwa i Rybołówstwa dwa szczegółowe raporty w powyższych sprawach, zawierające analizę stanu obecnego, oraz wnioski co do kroków, które, zdaniem komisji, należałoby podjąć w najbliższej przyszłości.

Wnioski komisji były następujące:

1. Skala 1:2 500 powinna być utrzymana.
2. Plany w skali 1:2 500 powinny być „przerzutowane“ z układów i odwzorowań lokalnych na jednolite odwzorowanie państwa; w trakcie dokonywania tej pracy, powinna nastąpić generalna reambulacja i korekta błędów, jakie mogły wkraść się do oryginalnych operatów w toku poprzednich rewizji.
3. Jednolite odwzorowanie powinno objąć wszystkie plany w dużych skalach, jak również mapy w skalach mniejszych, tak aby stworzyć jeden układ odniesienia dla wszystkich map całego kraju.
4. Jako jednostkę, na której oprzeć trzeba siatkę jednolitego układu współrzędnych, należy przyjąć metr międzynarodowy (co niekonierniecznie pociągnie za sobą zmianę jednostki mierniczej, którą dotychczas pozostaje stopa i ogniwo łańcucha ok. 20 cm).
5. Plany w dużej skali, opracowywane w nowym układzie powinny mieć format kwadratowy.
6. Plany 1:2 500 w nowym wydaniu powinny pokrywać pow. 1 km<sup>2</sup>.
7. Mapy w skali 1 cal do 1 mili i w mniejszych skalach powinny być utrzymane w dotychczasowej formie.
8. Matryce map w skali 6 cali do 1 mili powinny być utrzymane do druku, na zapotrzebowanie do specjalnych celów.
9. Skalę 6 cali do 1 mili należy utrzymać, a mapy w tej skali powinny być wydane w nowym układzie jednolitym i powinny zawierać 25 sekcji planu 1:2 500.
10. Należy wypróbować eksperymentalnie nową (średnią) skalę 1:25 000, na wybranych do tego celu terenach; jeśli próba ta da wyniki pozytywne, mapy te powinny objąć cały kraj w nowym układzie.
11. Po ukończeniu reambulacji planów 1:2 500, należy przeanalizować zagadnienie wprowadzenia skali 1:1 250 na terenach miejskich.
12. Przy najbliższej okazji należy wprowadzić dodatkowe warstwy.
13. Gdy tylko zostanie wprowadzony jednolity układ państwowy (i jednolita siatka kwadratowa), należy zaniechać stosowania dotychczasowej numeracji parcel (parcele byłyby oznaczane numeracją siatki kwadratów, oraz powierzchnią).

14. *Ordnance Survey* powinno kontynuować wydawanie map archeologicznych.

15. Dotychczasowy system rewizji i aktualizacji map w skali 1 cal do 1 mili i mniejszych powinien być utrzymany.

16. System ciągłej aktualizacji powinien być zastosowany do planów wielkoskalowych, gdy tylko to będzie praktycznie możliwe.

17. Dotychczasowa praktyka zlecenia zdjęć aerofoto firmom prywatnym powinna być zaniechana. Rząd powinien rozważyć możliwość utworzenia specjalnej jednostki aerofotogrametrycznej, któraby zaspakajała wszystkie potrzeby *Ordnance Survey*. Podkreśla się, że ze względu na olbrzymie możliwości leżące

w aerofotogrametrii, pożądanym jest utworzenie takiej jednostki jak najszybciej.

18. Stanowisko *Ordnance Survey* w sprawie rekrutacji nowego personelu technicznego powinno być co roku rewidowane, dopóki personel ten nie będzie wystarczający do urzędywania wyżej podanych wskazań.

#### Zródła:

Final Report of the Departmental Committee on the *Ordnance Survey*.

Surveying as Practised by Civil Engineers and Surveyors — J. Whitelaw.

A Text-Book on Surveying and Levelling — H. Threlfall.

Inż. Kazimierz Bramorski

## Wyznaczenie azymutu na podstawie pomiaru odległości zenitalnych słońca w pobliżu pierwszego wertykału

(po wschodzie lub przed zachodem słońca)

Inż. Jerzy Jasnorzewski

Geodezyjny Instytut  
Naukowo-Badawczy

Jednym z przepisów technicznych, który wymaga zmiany jest przepis w Instrukcji Ministerstwa Robót Publicznych 1928 str. 15 o wyznaczaniu azymutu ze słońca na równych wysokościach, po obu stronach południka. Wady tej metody omówił Prof. Dr Felicjan Kępiński w swoim artykule „Kilka metod astronomicznych wyznaczania azymutów“. Wiadomości Służby Geograficznej Nr 2 Rok 1931, wskazując na trudności techniczne przy jej zastosowaniu.

Pierwszą z nich jest konieczność obserwacji przed i po południu co wymaga ustalonej pogody, tak rzadkiej w naszym klimacie. Ponadto istnieje trudność w uniknięciu zmian instrumentalnych, które, pomimo parasola, mogą zachodzić w narzędziu stojącym szereg godzin na p-cie obserwacyjnym pod wpływem operacji słonecznej.

Możnaby powiedzieć, że jedyną zaletą tej metody jest fakt, iż przy jej stosowaniu, nie wymaga się znajomości dokładnego czasu, lecz jedynie przybliżonego, pozwalającego z dostateczną dokładnością obliczyć deklinację słońca na moment obserwacji.

Ogólnie wzięwszy, metoda mająca mieć zastosowanie w praktyce mierniczej powinna być dostosowana do narzędzi używanych przy poligonometrii oraz dawać w krótkim czasie dostatecznie dokładne wyniki.

Taką metodą również nie wymagającą znajomości dokładnego czasu, jest znana metoda wyznaczenia azymutu ciała niebieskiego w pobliżu pierwszego wertykału na podstawie pomiaru jego odległości zenitalnej.

Zanim przystąpię do szczegółowego omówienia czynności i ich kolejności przy wykonaniu obserwacji oraz sposobów jej redukcji, podam kilka dotyczących jej danych z teorii.

Rozwiązanie tego zagadnienia sprowadza się do rozwiązania trójkąta sferycznego, którego wierzchołkami są:

Z — zenit miejsca obserwacji;

H — płaszczyzna horyzontu;

B — biegun;

E — płaszczyzna równika;

G — słońce lub inna gwiazda;

Łuk ZB =  $90^\circ - \varphi$ , gdzie  $\varphi$  oznacza szerokość geograficzną miejsca obserwacji.

Łuk ZG =  $z$ , gdzie  $z$  jest odległością zenitalną słońca, a zależy od pory dnia i roku w której dokonujemy obserwacji.

Łuk GB =  $90^\circ - \delta$ , gdzie  $\delta$  oznacza deklinację słońca zmieniającą się w okresie rocznym od  $-23^\circ$  do  $+23^\circ$ .

Jej dokładną wartość w momencie obserwacji określamy na podstawie kalendarza astronomicznego.

Kąt przy wierzchołku Z — BZG =  $360 - a$ , gdzie  $a$  jest azymutem słońca, liczonym jak w miernictwie od północnej strony południka.

Kąt przy wierzchołku B — ZBG =  $t$  przy czym  $t$  oznacza kąt godzinny słońca. Znajomość tej wartości, obliczona z pewnym przybliżeniem na podstawie obserwacji lub na podstawie zegarka, posłuży do wyinterpolowania z kalendarza astronomicznego dokładnej wartości deklinacji.

Kąt przy wierzchołku G — BGZ =  $q$  i nosi nazwę kąta paralaktycznego.

Wzorami podstawowymi trygonometrii sferycznej rozwiązującymi trójkąt są:

$$\sin \delta = \cos z \cdot \sin \varphi + \sin z \cos \varphi \cos a$$

oraz  $\sin t : \sin z = \sin a : \cos \delta$ .

Z wzorów tych z pierwszego wyznaczymy azymut ciała niebieskiego

$$\cos a = \frac{\sin \delta - \cos z \sin \varphi}{\sin z \cos \varphi}$$

z drugiego: jego kąt godzinny  $\sin t = \frac{\sin a \sin z}{\cos \delta}$

Pierwszy jest podstawowym wzorem naszego zagadnienia, drugi potrzebny nam będzie, jak już wspomniałem, w wypadku gdy nie posiadamy zegarka względnie jego poprawki, a to w tym celu, aby w przybliżeniu obliczyć moment obserwacji.

Z kolei podam porządek czynności przy tego rodzaju obserwacjach.

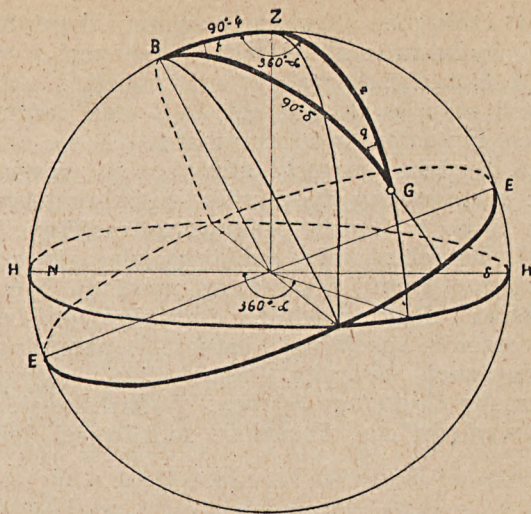
Zakłada się, że kierunek, którego azymut mamy obliczyć, jest już wyznaczony w terenie przez słupki nadziemne czy też podziemne. W wypadku pierwszym ustawiamy mirę i narzędzie bezpośrednio na słupkach, w wypadku drugim użyjemy statywów.

Narzędzie, aby mogło służyć do obserwacji winno posiadać pryzmacik okularowy z ciemnikiem i libelę przy nonjuszach koła pionowego. Dokładność odczytania na obu kołach nie może być mniejsza niż  $1'$ , a pożądane jest  $30''$ .

Po scentrowaniu miry i narzędzia, to ostatnie poziomujemy bardzo starannie, poczym celujemy na mirę. Mira winna być tak daleko od narzędzia, aby nie trzeba było zmieniać układu optycznego w nastawieniu na ostrość przy przejściu od miry do słońca.

Przeważnie odległość od 200 do 300 metrów jest wystarczająca i nie należy jej przekraczać.

Po wycelowaniu na mirę z jednakową dokładnością w obu płaszczyznach, poziomej jak i pionowej sprowadzamy libelę koła pionowego do wskazania zerowego, co robimy leniwką noniusza koła pionowego. Odczytujemy koło pionowe, poczym obracamy narzędzie o  $180^\circ$ ,



Rys. 1.

zmieniamy położenie koła pionowego z prawa (KP) na lewo (KL) lub odwrotnie.

Celujemy na mirę po raz drugi przy zmienionym położeniu koła (tak zwanym przerzuceniu lunety przez zenit), sprowadzamy pęcherzyk libeli koła pionowego do wskazania zerowego odczytujemy jak poprzednio oba koła, poczym nie zmieniając położenia koła pionowego celujemy na słońce zasunawszy klapkę z ciemnikiem na pryzmacie okularu.

Praktyczna wskazówka ułatwiająca odszukanie słońca w polu widzenia okularu jest następująca: patrząc w stronę obiektywu na lunetę staramy się ją tak ustawić, aby cień, jaki daje oprawka obiektywu na środkowej kostce oprawy lunety, lub specjalnie w tym celu założonym na lunetę kawałku papieru, był symetryczny względem jej osi.

Po uzyskaniu obrazu słońca w polu widzenia, ruchami leniwymi, poziomym i pionowym, sprowadzamy do styczności tarczy słonecznej z nitkami krzyża w okresie gdy słońce zbliża się do nitek poziomej i pionowej. Sprowadzamy libelę koła pionowego do wskazania zerowego, odczytujemy oba koła, poczym znowu, ruchami leniwymi doprowadzamy do styczności tarczy słonecznej z nitkami w okresie kiedy słońce oddala się od nitek. Nie wolno zapominać o libelce noniuszów koła pionowego, gdyż bez sprowadzenia jej do wskazania zerowego odległości zenitalne słońca będą fałszywie obliczone.

Po obrocie narzędzia o  $180^\circ$  i przerzuceniu lunety (powracamy do wyjściowego położenia koła) powtarzamy celowanie na słońce, odczytujemy koła przy obu stycznościach, poczym celujemy na mirę, nie zmieniając położenia koła pionowego.

Po odczytaniu kół obracamy narzędzie o  $180^\circ$  i powtarzamy cel na mirę.

## DZIENNIK OBSERWACYJNY

Oznaczenie krańcowych p-tów kierunku: *Słupki betonowe A i B na lotnisku w Radomiu.*

Narzędzie: *Wild Nr 3278 dokł. 0'1 jednononjuszowy.*

Obserwator: *Jasnorzewski Jerzy*

Przybliżona szerokość geograficzna z mapy 1:100000;  $\varphi = 51^{\circ} 24' 6$

Przybliżona długość geograficzna z mapy 1:100000;  $\lambda = 1^{\text{h}} 24^{\text{m}} 5$

Data: *1939.III.3 po południu*

Deklinacja słońca o godzinie 12-iej w Greenwich;  $\delta \acute{s}r = -7^{\circ} 03' 3$

Zmiana na jedną godzinę;  $d\delta = +0' 96$

Rektascenzja słońca o godzinie 12-iej w Greenwich;  $\alpha \acute{s}r = 22^{\text{h}} 53^{\text{m}} 6$

Zmiana na jedną godzinę;  $\Delta\alpha =$

Czas gwiazdowy o godzinie 12-iej w Greenwich;  $T_* = 22^{\text{h}} 41' 5$

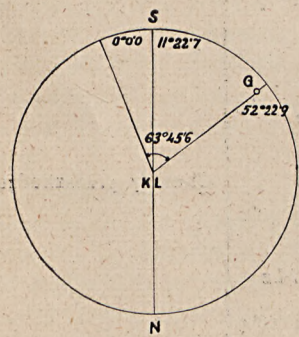
Położ. koła	Cel.	Odczyt. koła poz. H				Odczyt. koła pion. V				Średnie z odczytań		U W A G I
		°	I non.	II non.	śr.	°	I non.	II non.	śr.	H miry i ⊙	V ⊙	
KP	M	179 <sup>0</sup>	59' 0		59' 0	1 <sup>0</sup>	51' 0		51' 0		Mz	
KL	M	359 <sup>0</sup>	59' 6		59' 6	180 <sup>0</sup>	43' 1		43' 1	359 <sup>0</sup> 59' 3	91 <sup>0</sup> 17' 0	Miejsce zenitu
KL	⊕	63 <sup>0</sup>	46' 9		46' 9	163 <sup>0</sup>	28' 0		28' 0			$Mz = \frac{1}{2}(KL + KP) =$
KL	⊕	63 <sup>0</sup>	44' 3		44' 3	163 <sup>0</sup>	13' 3		13' 3	63 <sup>0</sup> 45' 6	163 <sup>0</sup> 20' 6	Średnio 91 <sup>0</sup> 16' 9
KP	⊕	245 <sup>0</sup>	11' 0		11' 0	18	17' 7		17' 7			
KP	⊕	245 <sup>0</sup>	10' 1		10' 1	18	32' 0		32' 0	245 <sup>0</sup> 10' 6	18 <sup>0</sup> 24' 8	
KP	M	179 <sup>0</sup>	58' 9		58' 9	1 <sup>0</sup>	50' 6		50' 6		Mz	$H \text{ miry} = 359^{\circ} 59' 0 \text{ K L}$
KL	M	359 <sup>0</sup>	59' 2		59' 2	180 <sup>0</sup>	42' 9		42' 9	359 <sup>0</sup> 59' 0	91 <sup>0</sup> 16' 8	
KL	⊕	67 <sup>0</sup>	24' 5		24' 5	165 <sup>0</sup>	30' 7		30' 7			
KL	⊕	67 <sup>0</sup>	23' 8		23' 8	165 <sup>0</sup>	17' 0		17' 0	67 <sup>0</sup> 24' 2	165 <sup>0</sup> 23' 8	
KP	⊕	248 <sup>0</sup>	35' 0		35' 0	16 <sup>0</sup>	20' 4		20' 4			
KP	⊕	248 <sup>0</sup>	31' 0		31' 0	16 <sup>0</sup>	35' 2		35' 2	248 <sup>0</sup> 33' 0	16 <sup>0</sup> 27' 8	
KP	M	179 <sup>0</sup>	58' 8		58' 8	1 <sup>0</sup>	51' 0		51' 0		Mz	
KL	M	359 <sup>0</sup>	59' 0		59' 0	180 <sup>0</sup>	42' 9		42' 9	359 <sup>0</sup> 58' 9	91 <sup>0</sup> 17' 0	
KL	⊕	71 <sup>0</sup>	27' 5		27' 5	167 <sup>0</sup>	56' 6		56' 6			
KL	⊕	71 <sup>0</sup>	19' 4		19' 4	167 <sup>0</sup>	40' 6		40' 6	71 <sup>0</sup> 23' 4	167 <sup>0</sup> 48' 6	
KP	⊕	252 <sup>0</sup>	32' 3		32' 3	13 <sup>0</sup>	54' 2		54' 2			Chmury przeszkadzają
KP	⊕	252 <sup>0</sup>	37' 7		37' 7	14 <sup>0</sup>	02' 3		02' 3	252 <sup>0</sup> 35' 0	13 <sup>0</sup> 58' 2	
KP	M	179 <sup>0</sup>	58' 5		58' 5	1 <sup>0</sup>	50' 8		50' 8		Mz	
KL	M	359 <sup>0</sup>	59' 0		59' 0	180 <sup>0</sup>	43' 0		43' 0	359 <sup>0</sup> 58' 8	91 <sup>0</sup> 16' 9	

# WZÓR REDUKCJI OBSERWACJI PRZY ZASTOSOWANIU ARYTMOMETRU

Cyfry umieszczone po lewej stronie wskazują kolejność obliczeń poszczególnych pozycji.

Kolejn. czynn.	OZNACZENIE CZYNNOSCI	Koło na lewo (KL)			Koło na prawo (KP)		
		serja I	serja II	serja III	serja I	serja II	serja III
1	Szerokość geograficzna $\varphi$			51° 24' 6			
2	Koło poziome $H_{st.}$	63° 45' 6	67° 45' 2	71° 23' 4	245° 10' 6	248° 33' 0	252° 35' 0
3	Koło pionowe $V_{st.}$	163° 20' 6	165° 23' 8	167° 48' 6	18° 24' 8	16° 27' 8	13° 58' 2
4	Miejsce Zenitu $M_z$			91° 16' 9			
5	( $\pm V_{st.} \mp M_z$ ) $Z_p.$	72° 03' 7	74° 06' 9	76° 31' 7	72° 52' 1	74° 49' 1	77° 18' 7
6	Refrakcja normalna $R_n$	+ 3' 0	+ 3' 5	+ 4' 1	+ 3' 2	+ 3' 6	+ 4' 4
7	Odl. zenitalna ( $Z_p. + R_n$ ) = Z	72° 06' 7	74° 10' 4	76° 35' 8	72° 55' 3	74° 52' 7	77° 23' 1
25	Dekl. dokładna $\delta$ śr. + $\Delta \delta = \delta_{st.}$	- 7° 01' 3	- 7° 01' 0	- 7° 00' 7	- 7° 01' 2	- 7° 01' 0	- 7° 00' 6
27	$\sin \delta_{st.}$	- 0.122 25	- 0.122 16	- 0.122 07	- 0.122 22	- 0.122 16	- 0.122 04
12	- $\sin \varphi \cos Z$	- 0.240 08	- 0.213 17	- 0.181 19	- 0.229 55	- 0.203 90	- 0.170 71
8	$\sin \varphi$			0.781 62			
10	$\cos Z$	0.307 16	0.272 73	0.231 81	0.293 68	0.260 87	0.218 40
11	$\sin Z$	0.951 65	0.962 09	0.972 76	0.955 90	0.965 37	0.975 86
9	$\cos \varphi$			0.623 74			
13	+ $\cos \varphi \sin Z$	0.593 58	0.600 09	0.606 75	0.596 23	0.602 14	0.608 68
28	$\frac{\sin \delta_{st.} - \sin \varphi \cos Z}{\cos \varphi \sin Z} = \cos a_{st.}$	0.610 41	0.558 80	0.499 81	0.589 99	0.541 50	0.480 96
29	azymut dokładny $a_{st.}$	52° 22' 9	56° 01' 6	60° 00' 8	53° 50' 6	57° 12' 8	61° 15' 1
14	Dekl. sł. o 12 <sup>h</sup> w Green. $\delta_p.$			- 7° 03' 3			
15	pierwsze przybliżenie $\cos \delta_p.$			0.992			
16	$\sin \delta_p.$			- 0.123			
17	$\frac{\sin \delta_p. - \sin \varphi \cos Z}{\cos \varphi \sin Z} = \cos a_p.$	0.611	0.560	0.501	0.591	0.543	0.482
18	$\sin a_p.$	0.791	0.828	0.865	0.807	0.840	0.876
19	$\frac{\sin a_p. \sin Z}{\cos \delta_p.} = \sin t$	0.759	0.803	0.848	0.777	0.817	0.861
20	$t^0$	49° 5	53° 5	58° 0	51° 0	54° 8	59° 4
21	Kąt godzinny $t^h$	3 <sup>h</sup> 3	3 <sup>h</sup> 6	3 <sup>h</sup> 9	3 <sup>h</sup> 4	3 <sup>h</sup> 6	4 <sup>h</sup> 0
22	$\alpha$ śr. - $T_*$ - $\lambda = u$			- 1 <sup>h</sup> 2			
23	Upł. od poł. w Green. $t^h - u = T_{gr.}$	2 <sup>h</sup> 1	2 <sup>h</sup> 4	2 <sup>h</sup> 7	2 <sup>h</sup> 2	2 <sup>h</sup> 4	2 <sup>h</sup> 8
24	$d \delta$			+ 0' 96			
25	$T_{gr.} \cdot d \delta = \Delta \delta$	+ 2' 0	+ 2' 3	+ 2' 6	+ 2' 1	+ 2' 3	+ 2' 7
30	Miejsce południka $H_{st.} - a_{st.} = M_p.$	11° 22' 7	11° 22' 6	11° 22' 6	191° 20' 0	191° 20' 2	191° 19' 9
33	( $KL_0$ ) śred. $M_p.$ $M_p \text{ śr.}$			11° 21' 4			
34	( $KL_0$ ) średnie $H$ miry			359° 59' 0			
35	Azymut miry $a_m$	Licząc od południa		- 11° 22' 4			
		Licząc od północy		+ 168° 37' 6			

31 i 32



Obliczenia błędu średniego.

	błąd kier. miry.	błąd kier. miejsca południka
KL	359° 59' 6 - 0' 4	KL 11° 22' 7 - 0' 1
	59' 2 0' 0	22' 6 0' 0
	59' 0 + 0' 2	22' 6 0' 0
KP	179° 59' 0 - 0' 2	KP 191° 20' 0 + 0' 1
	58' 9 + 0' 1	20' 0 - 0' 2
	58' 8 0' 0	19' 9 + 0' 1
	58' 5 + 0' 3	
$KL_{\text{śr.}}$	359° 59' 2	$KL_{\text{śr.}}$ 11° 22' 6
$KP_{\text{śr.}}$	179° 58' 8	$KP_{\text{śr.}}$ 191° 20' 1
$KL_0$	359° 59' 0	$KL_0$ 11° 21' 4

$[vv] = 0.38$        $[vv] = 0.06$   
 $f_{a_m} = \pm \sqrt{\frac{[vv]}{n(n-1)}} = \pm \sqrt{\frac{0.44}{14 \times 13}} = \pm \sqrt{0.0022} = \pm 0'05$

## WZÓR REDUKCJI OBSERWACJI PRZY ZASTOSOWANIU RACHUNKU LOGARYTMICZNEGO

Cyfry umieszczone po lewej stronie wskazują kolejność obliczeń poszczególnych pozycji

Oznaczając przez  $p$  połowę trójkąta sferycznego, otrzymamy wzór

$$p = \frac{1}{2}(z + 90^\circ) - \varphi + 90^\circ - \delta$$

$$\operatorname{tg} \frac{a}{2} = \frac{\sqrt{\sin(p-z) \sin[p-(90-\varphi)] \sin[p-(90-\delta)]}}{\sqrt{\sin[p-(90-\delta)]} \sqrt{\sin p}}$$

$$\operatorname{tg} \frac{t}{2} = \sqrt{\frac{\sin[p-(90-\delta)] \sin[p-(90-\varphi)]}{\sin(p-z) \sin p}}$$

Kolejn. czynn.	Oznaczenie czynności	Koło na lewo (KL)			Koło na prawo (KP)		
		Serja I	Serja II	Serja III	Serja I	Serja II	Serja III
1	Koło pionowe $\nu_{st.}$	163° 20' 6	165° 23' 8	167° 48' 6	18° 24' 8	16° 27' 8	13° 58' 2
2	Miejsce zenitu $M_z$				91° 16' 9		
3	$\pm \nu_{st.} \mp M_z = Z_p$	72° 03' 7	74° 06' 9	76° 31' 7	72° 52' 1	74° 49' 1	77° 18' 7
4	Refrakcja norm. $R_n$	+3' 0	+3' 5	+4' 1	+3' 2	+3' 6	+4' 4
5	$Z_p + R_n = Z$	72° 06' 7	74° 10' 4	76° 35' 8	72° 55' 3	74° 52' 7	77° 23' 1
6	Szerokość geogr. $\varphi$				51° 24' 6		
26	$\delta_p + \Delta \delta = \delta_{st.}$	-7° 01' 3	-7° 01' 0	-7° 00' 7	-7° 01' 2	-7° 01' 0	-7° 00' 6
27	$2p$	207° 43' 4	209° 46' 8	212° 11' 9	208° 31' 9	210° 29' 1	212° 59' 1
28	$p$	103° 51' 7	104° 53' 4	106° 06' 0	104° 16' 0	105° 14' 6	106° 29' 6
29	$p - z$	31° 45' 0	30° 43' 0	29° 30' 2	31° 20' 7	30° 21' 9	29° 06' 5
30	$p - 90 + \varphi$	65° 16' 3	66° 18' 0	67° 30' 6	65° 40' 6	66° 39' 2	67° 54' 2
31	$p - 90 + \delta$	6° 50' 4	7° 52' 4	9° 05' 3	7° 14' 8	8° 13' 6	9° 29' 0
32	$\log \sin(p-z)$	9,721 16	9,708 24	9,692 38	9,716 16	9,703 73	9,687 05
33	$\log \sin(p-90+\varphi)$	9,958 23	9,961 74	9,965 65	9,959 63	9,962 90	9,966 87
34	$-\log \sin(p-90+\delta)$	9,075 90	9,136 67	9,198 48	9,100 86	9,155 61	9,216 85
35	$-\log \sin p$	9,987 16	9,985 17	9,982 62	9,986 40	9,984 45	9,981 75
36	$2 \log \operatorname{tg} \frac{a}{2}$	0,616 33	0,548 14	0,476 93	0,588 53	0,526 57	0,455 32
37	$\log \operatorname{tg} \frac{a}{2}$	0,308 16	0,274 07	0,238 46	0,294 26	0,263 28	0,227 66
38	$\frac{1}{2} a$	63° 48' 56	61° 59' 16	59° 59' 7	63° 04' 6	61° 23' 5	59° 22' 4
39	$a$	127° 37' 1	123° 58' 3	119° 59' 4	126° 09' 2	122° 47' 0	118° 44' 8
40	$180 - a$	52° 22' 9	56° 01' 7	60° 00' 6	53° 50' 8	57° 13' 0	61° 15' 2
7	Dekl. słońca o 12 w Green. $\delta_p$				-7° 03' 3		
8	$2 p_p$	207° 7	209° 8	212° 2	208° 5	210° 5	213° 0
9	$p_p$	103° 8	104° 9	106° 1	104° 2	105° 2	106° 5
10	$p_p - z$	31° 7	30° 7	29° 5	31° 3	30° 3	29° 1
11	$p_p - 90^\circ + \varphi$	65° 2	66° 3	67° 5	65° 6	66° 6	67° 9
12	$p_p - 90^\circ + \delta_p$	6° 8	7° 9	9° 1	7° 2	8° 2	9° 5
13	$\log \sin[p-(90-\varphi)]$	9,958	9,962	9,966	9,959	9,963	9,967
14	$\log \sin[p-(90-\delta_p)]$	9,073	9,138	9,204	9,098	9,154	9,218
15	$-\log \sin(p-z)$	9,720	9,708	9,692	9,716	9,703	9,687
16	$-\log \sin p$	9,987	9,985	9,983	9,986	9,984	9,982
17	$2 \log \operatorname{tg} \frac{1}{2} t$	9,324	9,407	9,495	9,355	9,430	9,516
18	$\log \operatorname{tg} \frac{1}{2} t$	9,662	9,704	9,748	9,678	9,715	9,758
19	$\frac{1}{2} t^0$	24° 7	26° 8	29° 2	25° 5	27° 4	29° 8
20	$t^0$	49° 4	53° 6	58° 4	51° 0	54° 8	59° 6
21	$\frac{1}{15} t^0 = t^h$	3 <sup>h</sup> 3	3 <sup>h</sup> 6	3 <sup>h</sup> 9	3 <sup>h</sup> 4	3 <sup>h</sup> 6	4 <sup>h</sup> 0
22	$\alpha - T_* - \lambda = u$				-1 <sup>h</sup> 2		
23	Ułyn. od połudn. Green. $T_{gr.}$	2 <sup>h</sup> 1	2 <sup>h</sup> 4	2 <sup>h</sup> 7	2 <sup>h</sup> 2	2 <sup>h</sup> 4	2 <sup>h</sup> 8
24	$d \delta$				+0' 96		
25	$T_{gr.} \cdot d \delta = \Delta \delta$	+2' 0	+2' 3	+2' 6	+2' 1	+2' 3	+2' 7

W ten sposób cykl serii obserwacyjnej jest zamknięty.

Zwykle starczą trzy serie i wtedy drugie celowanie na mirę podczas pierwszej serii są pierwszymi celowaniami drugiej serii. Dokładność wyników zależy nie tylko od dokładności z jaką odczytujemy koła, ale w głównej mierze od tego z jaką dokładnością potrafimy uchwycić jednoczesność styczności tarczy słońca do obu nitek.

W dalszym ciągu dam przykład zapisu obserwacji słońca i jej redukcji. Przy czym jedna redukcja jest wykonana rachunkiem arytmometrycznym, druga logarytmicznym.

Dalszy ciąg po rzędzie 40-tym rozwiązuje się analogicznie jak w przypadku rozwiązania arytmometrycznego.

Różnice w wartościach (180-a) w stosunku do wartości otrzymanych z obliczeń arytmometrycznych, są spowodowane błędami zaokrągleń. Rachunek logarytmowy należy uważać za mniej dokładny.

Porównując oba rachunki, arytmometryczny i logarytmiczny, widzi się korzyści zastosowania tego pierwszego.

W przykładzie niniejszym dokładność wyznaczenia kierunku południka znacznie przewyższa dokładność wyznaczenia kierunku miry. Ten fakt wydaje mi się jednak przypadkowy.

*Inż. Jerzy Jasnorzewski*  
Geodezyjny Instytut  
Naukowo-Badawczy

## O chemigraficznym sposobie produkcji podziałek transwersalnych

*Inż. Felicjan Piątkowski*

Podziałki transwersalne używane przy pracach kartograficznych były sprowadzane do Polski z zachodu, przeważnie z Niemiec. Utarło się przekonanie, że podziałki te są wykonywane przy użyciu maszyn podziałowych o wysokiej dokładności, których brak w kraju sugerował niemożność produkcji tych podziałek własnymi środkami.

Powojenna sytuacja gospodarza pozwoliła wypróbować własne możliwości. Gdy pierwsze próby wykonania podziałek podjęte na drodze użycia posiadanych w kraju maszyn podziałowych nie dały pożądanego rezultatu i okazały się nie ekonomiczne, zaproponowałem zastosowanie metody chemigraficznej.

Poczynione próby dały dobre wyniki, tak że dziś produkcja podziałek odbywa się tą metodą przy zapewnionej dokładności i stosunkowo niewielkich kosztach.

Metoda ta jest prosta i może znaleźć zastosowanie do wykonywania innych przymiarów, jak np. w wypadku podanych: noniuszów, końcówki taśm lub drutów, suwaków, słowem wszędzie tam gdy przymiar o wysokiej dokładności jest potrzebny.

Najważniejszą częścią przygotowań do produkcji podziałek jest przygotowanie wzorca. Drugi etap prac jest przystosowaniem dotychczasowych metod metalograficznych do tego konkretnego celu.

W omawianym poniżej przypadku wykonania podziałek transwersalnych dla skal 1: tys., 1:2 tys., 1:4 tys. i 1:5 tys. o długości odcinka

minimum 20 cm. został przygotowany wzór w skali trzykrotnie większej przy pomocy koordynatografu na papierze naklejonym na blachę. Wyeliminowanie wszelkich ewentualnie błędów nakłócia igłą koordynatografu zostało sprawdzone przez kalkę kodatrasową, która podczas nakłówania wzoru koordynatografem leżała na papierze i była także przekładana razem z papierem.

Kontrola nakłucia była wykonana przez lustro odwrócenie kodatrasu do papieru i sprawdzeniu symetrycznie nakłuc.

Z taką ostrożnością przygotowany rysunek został wykreślony w ołówku a następnie w tuszu. Opis cyfrowy wklejony został ze składu drukarskiego cyfr.

Dokładność naniesienia p-tów i wyciągnięcia linii tuszem została utrzymana w granicach  $\pm 0.07$  mm.

Dokładność ta dotyczy linii podziałowych prostopadłych, jak i odstępów w liniach równoległych podłużnych oraz w liniach transwersalnych.

Tak otrzymany wzór został zmniejszony na aparacie fotograficznym przy użyciu skontrolowanego obiektywu Apo-Tessor.

Wzór wykreślonych podziałek włożony w ekran musiał być fotografowany dla uzyskania negatywu wprawo czytelnego przez pryzmę (lub lustro). (Warunek konieczny dla dalszych etapów roboty chemigraficznej). Dla uniknięcia jednak ewentualnych błędów spowodowanych obróbką lustra lub pryzmy za-



stosowano fotografowanie wzoru przez odwróconą kliszę. Dla wyeliminowania odkształceń w rysunku, wynikających z załamania światła przez równoległą płytę — wybrano takiej grubości szyby ekranu i kliszy, aby załamanie promienia idącego od ekranu do obiektywu odpowiadało wartości załamania promienia idącego od obiektywu przez kliszę do emulsji z uwzględnieniem tych samych współczynników załamania światła w tych samych gatunkach szkła (flint).

Otrzymany negatyw na szybie (rys. 1) po dokładnym nastawieniu i porównaniu z posiadanym przymiarem Nestlowskim został poddany dokładnemu badaniu w Głównym Urzędzie Miar.

Kontrola negatywu wykonana przy pomocy maszyny sprawdzianowej o dokładności  $\pm 1$  mikron oceniła dokładność położenia każdej kreski na podziałce na  $\pm 20$  mikronów. Dokładność tę można uważać za wyższą niż tę, jaka cechowała podziałki transwersalne zakupowane na rynkach zagranicznych.

Otrzymany negatyw służył dalej do wykonania kopii diapozytowych „wlewoczytelnych“ jako matrycy służącej do bezpośrednich kopii na blachy mosiężne.

Kopie diapozytywowe na szkle wykonane zostały na emulsji białkowej sposobem drukarskim dla zachowania identyczności negatywu i diapozytywu.

Dalszy ciąg roboty jest czystą chemigrafią. Blachę mosiężną walcowaną i polerowaną grubości 2 mm tnie się na blaszki o formacie odpowiednim dla formatu podziałek z marginesem centymetrowym potrzebnym przy dalszych obróbkach.

Dla zwiększenia wydajności w robocie metalograficznej diapozytywy mogą być uwielokrotnione i formaty przygotowanych blaszek odpowiednio większe.

Zatem pojedynczy lub wielokrotny diapozytyw kopiujemy na przygotowanych blasz-

kach mosiężnych. Na emulsji białkowej przygotowanej wg poniższej recepty:

Białka z 2 jaj (lub albuminy proszkowanej)	7 gr
Dwuchromianu amonu	3 gr
Wody	300 cm <sup>3</sup>
Amoniaku	25 cm <sup>3</sup>

Emulsją białkową oblewa się blaszki mosiężne i zasusza, chroniąc przed światłem dziennym w półmroku lub w słumionym świetle laboratoryjnym.

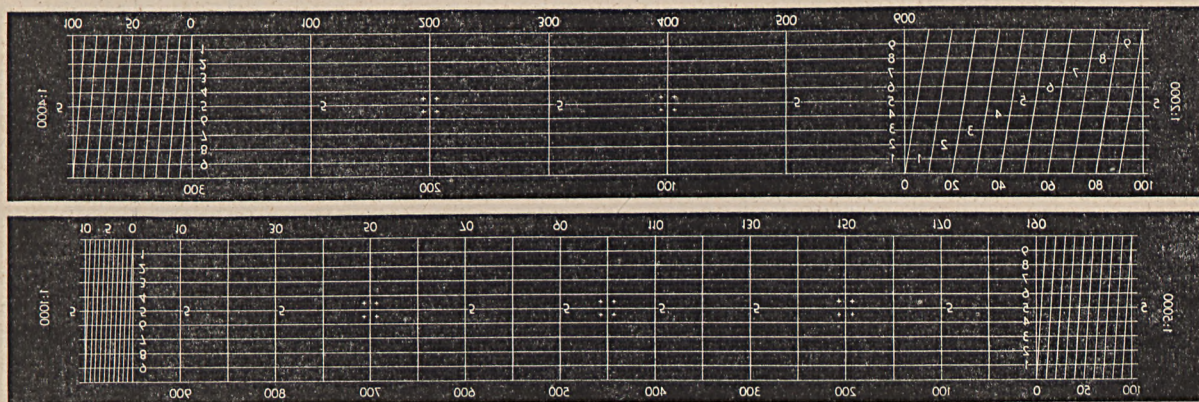
Następnie diapozytyw kopiuje się na blaszkę pod lampą łukową (18 amp. 120 volt z odległości 0,5 mm przez 15 minut). Naświetloną blaszkę pokrywa się farbą nazwaną w drukarstwie „piórową“ lub farbą „do kopii“ przy pomocy wałka elastycznego gumowego.

Zacernioną w ten sposób blaszkę wkłada się do kuwety z wodą i przeciera delikatnie wata.

Warstwa farby, która znajdowała się na miejscach nienaświetlonych zmywa się razem z białkiem, natomiast na tych miejscach, gdzie emulsja pod wpływem światła została zagarbowana (sole dwuchromianu działają pod wpływem światła garbująco na kolloidia: białko, żelatynę czy gumę arabską), trzyma się ono mocno blachy razem z farbą, nie rozpuszczając się w wodzie.

Otrzymujemy w ten sposób negatyw, w którym linie podziałki są odsłonięte do czystej blachy. Rys. 1.

Blaszka ta nie jest jeszcze dostatecznie przygotowana, by móc kwasem wytrawiać ją w głąb, bowiem warstwa tłuszczu słabo chroni pozostałą powierzchnię przed działaniem silnych kwasów. Aby uodpornić ją, na podgrzanej powierzchni tłuszczowej sypiemy drobno sproszkowany asfalt syryjski. Nadmiar asfaltu ścieramy watką i następnie splukujemy pod strumieniem wody. Asfalt utrzymuje się tylko w miejscach zatłuszczonych przez kopiowanie i nadanie farby.



Rys. 1.

Rysunek podziałki jest odsłonięty do czystej blachy.

Po wysuszeniu przy pomocy palnika o słabym ogniu, następuje podgrzanie mocne asfaltu aż do momentu stopienia. Asfalt z matowego brązowego koloru zatapia się z farbą na błyszczącą ciemną fioletową emalię. Zapalenie asfaltu musi być robione ostrożnie by nie zalać linii rysunku.

Po dokonaniu koniecznego retuszu przez oczyszczenie na liniach rysunku ewentualnych pyłów asfaltu lub zabezpieczeniu zadrapań oraz po zabezpieczeniu przed działaniem kwasu lewej strony blaszki i kantów, poddajemy rysunek podziałki trawieniu w kwasie.

Używamy do tego celu wolno pracującego kwasu solnego o stężeniu 14° B.

Blaszka trzymana jest w kąpieli kwasu przez czas około 10 minut przy słabym kołysaniu kuwety dla równego działania kwasu na wszystkich liniach.

Każde ewentualne przerwanie asfaltu przez działający kwas musi być natychmiast ubez-

pieczone przez ponowne zatopienie asfaltu w miejscu osłabionym.

Kwas nie może być zbyt stężony, by linie podziałki nie były postrzępione. Działanie musi być powolne i równomierne.

Głębokość zatrawienia powinna osiągnąć 0,3 do 0,4 milimetra.

Zatrawioną na właściwą głębokość blaszkę płuczemy wodą, suszymy i przygotowujemy do czernienia linii. Czernienia dokonuje się przez zanurzenie w kąpieli: dwuchromianu potasu na czas 1 minuty, a następnie do drugiej kąpieli węglanu miedzi na czas 3 minut.

Po wykonaniu czernienia ochrony asfalt zmywa się z blaszki benzolem, a blaszkę poddaje się następnie obróbce mechanicznej, polegającej na poprzecinaniu na pojedyncze podziałki i obcięcie zbędnych już marginesów.

Dla otrzymania podziałek dwustronnych wykonuje się analogiczny proces kopiowania i trawienia dla drugiej strony podziałki, ubezpieczając stronę poprzednio wytrawioną przez warstwę zatopionego asfaltu.

*Inż. Felicjan Piątkowski*

## Parę uwag dotyczących algorytmu Banachiewicza

Na marginesie artykułu inż. Stefana Gadzińskiego  
„Algorytm Gaussa a Banachiewicza”

*Dr inż. Stefan Hausbrandt*

Wiadomo, że główną korzyścią, jaką odnosi się ze stosowania metod krakowianowych przy rozwiązywaniu układów równań liniowych jest wydatne zmniejszenie ilości zapisów niezbędnych w toku rachunku. Istnieje tu głęboka analogia do prostej czynności obliczania powierzchni poligonu zamkniętego przy pomocy wzorów Gaussa - l'Huillera.

Jeżeli będziemy realizować liczbowo te wzory, np.

$$2P = \sum_1^n (X_{n-1} - X_{n+1}) Y_n$$

wypisując poszczególne różnice i iloczyny — jak to wymagały dawne instrukcje pomiarowe — stracimy około dwu razy więcej czasu, niż realizując je bez wypisywania poszczególnych iloczynów, pomimo, że ilość działań, pojętych matematycznie (dodawanie, odejmowanie, mnożenie) będzie w obu wypadkach jednakowa. Toteż żaden rachunkowo wyrobiony technik, obliczając powierzchnię ze współrzędnych, nie wypisuje dziś poszczególnych iloczynów, choć może się narazić na zarzut, że wyszukanie ewentualnego błędu byłoby jednak dużo łatwiejsze, gdyby wyniki wszystkich

poszczególnych etapów rachunku zostały zapisane na papierze. Czynności wykonywane przy redukcji układu równań normalnych Gaussa za pomocą algorytmu Banachiewicza (metoda pierwiastka krakowianowego) są technicznie bardzo zbliżone do czynności wykonywanych przy obliczeniu powierzchni ze współrzędnych. I tu i tam gros pracy stanowi obliczanie sum iloczynów liczb, znajdujących się w tym samym wierszu dwóch równoległych kolumn. Stąd może wynikać, że algorytm Banachiewicza jest łatwo przyswajany przez techników posiadających praktykę regulacyjno-scaleniową, dla których mnożenie kilkudziesięciu czy nawet kilkusetwierszowych kolumn przez siebie z jednoczesnym sumowaniem jest czynnością codzienną, a więc nie wymagającą specjalnego skupienia.

Jest to pierwsza uwaga, która nasunęła mi się po przeczytaniu artykułu inż. S. Gadzińskiego „Algorytm Gaussa a Banachiewicza” (Przegląd Geodezyjny nr 7—8, 1948), gdzie autor charakteryzuje algorytm Banachiewicza jako męczący, wymagający skupienia uwagi i nadający się tylko dla specjalnie uzdolnionych rachmistrzów.

Druga uwaga będzie mniej przyjemna do wypowiedzenia, gdyż sprowadzi się do wytknięcia inż. Gadzińskiego błędu w jego kalkulacji. Otóż jeżeli porównujemy dwie metody liczenia z zegarkiem w rękę i z dokładnością do dziesiątej części procentu podajemy rezultaty porównania, musimy — co niewątpliwie leżało w intencjach inż. Gadzińskiego — być zupełnie obiektywnym. Trzeba jednak w takim razie skreślić niemal połowę liczb, wpisanych przez inż. Gadzińskiego w tablicy pierwotnej, których wpisanie, przyjmując dane autora, zajęłoby około 10 minut. Chodzi tu mianowicie o wszystkie liczby pod przekątną główną, które przecież zgodnie z określeniem działań redukcyjnych nie biorą zupełnie udziału w rachunku i których wypisywanie — niezbędne w publikacji o charakterze dydaktycznym — w schemacie rachunkowym staje się niepotrzebnym luksusem (nie pisze się ich też i w schemacie Gaussa). Mamy więc jeszcze około 10 minut oszczędności na czasie, które razem z 6 minutami, zaobserwowanymi przez inż. Gadzińskiego, dadzą w sumie oszczędność około 16 minut, to znaczy w przybliżeniu 10%.

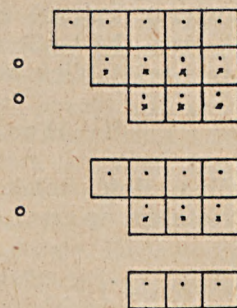
Jest to — zważywszy że rachunek dotyczył bardzo skromnego układu: 10 równań, i że wykonany został przez rachmistrza znajdującego algorytm Gaussa od lat kilku czy kilkunastu, a algorytm Banachiewicza od niedawna — wynik wcale nie najgorszy, choć — powiedzmy otwarcie — bardzo daleki od celującego.

Przejdźmy teraz do oszczędności, jakie otrzymamy, stosując algorytm Banachiewicza przy rozwiązywaniu większych układów równań. Z zagadnieniem tym inż. Gadziński rozprawił się w sposób uproszczony, oświadczając tylko: „Sądzę, że dla innej szybkości liczenia oraz dla układów złożonych z większej ilości równań, oszczędność wynikająca ze stosowania metody Banachiewicza z pewnością nie przekroczy 6—8% czasu, potrzebnego na rozwiązanie algorytmu według tej metody“. Zapewne pozycję 6—8% należałoby w związku z omówionym już błędem w kalkulacji podwoić. Nie wiedząc jednak, jakie powody skłoniły inż. Gadzińskiego do podania tych właśnie cyfr 6 i 8, wolimy z nich nie korzystać i, starając się nie „sądzić“ ale rozumować, ustalimy związek jaki zachodzi między ilością równań normalnych  $n$  w układzie, a ilością zapisów  $Z_G$  w algorytmie Gaussa, oraz związek jaki zachodzi między ilością równań normalnych  $n$  w układzie, a ilością zapisów  $Z_B$  w algorytmie Banachiewicza. Przyjmując, że różnice w ilościach działań, czy to pojętych matematycznie (dodawanie, mnożenie, dzielenie, pierwiastkowanie), czy też mechanicznie (nastawienia, obroty, kaso-

wania) dla obu metod są raczej znikome<sup>1)</sup>, a więc ilość zapisów jest dominującym czynnikiem, wpływającym na różnicę w czasie wykonania, będziemy mieć po porównaniu ilości zapisów choć przybliżone pojęcie o korzyściach wynikających ze stosowania algorytmu Banachiewicza do układów równań o wielu niewiadomych. Nie neguję zresztą wcale, że koncepcja inż. Gadzińskiego eksperymentalnego traktowania tematu wydaje mi się najwłaściwszą. Ponieważ jednak takie podejście przy braku materiału, upoważniającego do uogólnień, jest niewłaściwe, nie widzę narazie możliwości podjęcia dyskusji na płaszczyźnie eksperymentu.

\*

Dla ustalenia ilości zapisów w metodzie eliminacyjnej Gaussa weźmiemy zwykle stosowany schemat, przyjmując że wpisujemy w schemacie i obok niego tylko pozycje nie-



Rys. 1.

zbędne do zredukowania układu  $n$  równań o  $n$  niewiadomych i skontrolowania rachunku.

Wyobraźmy sobie taki schemat składający się z  $n$  tablic — dla uzmysłowienia szkicujemy go dla trzech równań — w którym za pomocą punktów zasymbolizowano te pozycje liczbowe, które są wpisane do tablicy przed rozpoczęciem jej redukowania, zaś za pomocą gwiazdek te pozycje liczbowe, które wpisujemy w toku redukowania danej tablicy. Po-

1) Analiza porównawcza ilości działań pojętych matematycznie dla układu w postaci ogólnej przeprowadzona została przez prof. dr Cassino, który wykazał równoważność metody krakowianowej (rozkładu na czynniki) i eliminacyjnej. Problem badał też dr C. Kamela, znajdując dla układów o większej ilości niewiadomych wybitnie mniejszą ilość działań w metodach krakowianowych, jednak przy założeniu, że mnożenie przez jedność nie liczy się jako działanie. (C. Kamela: Die Lösung der Normalgleichungen nach der Methode von prof. dr T. Banachiewicz. Zeitschrift für Vermessungsvesen und Kulturtechnik 14.IX i 12.X 1943). Analiza porównawcza ilości działań pojętych mechanicznie — o ile mi wiadomo — przeprowadzana nie była. Rezultaty takiej analizy byłyby w dużym stopniu zależne od typu maszyny do rachowania, przyjętej za podstawę kalkulacji.

nadto za pomocą kółek postawionych obok schematu niech będą zasymbolizowane współczynniki redukcyjne. Dla obliczenia ilości zapisów wystarczy w takim schemacie przeliczyć ilość punktów, gwiazdek i kółek, oraz zesumować rezultaty przeliczenia.

Weźmy teraz  $i$ -tą tablicę poczynając od ostatniej ze schematu  $n$  tablic i przeliczmy w niej poszczególne symbole.

Ponieważ tablica ta posiada  $i$  wierszy, przy czym w dolnym znajdują się trzy punkty, w drugim od dołu  $4 = 3 + 1$  punktów, dalej  $5 = 3 + 2$  itd., w górnym  $3 + (i-1) = 2 + i$ , obliczymy ogólną ilość punktów, jako sumę  $i$  wyrazów postępu arytmetycznego, którego krańcowe wyrazy wynoszą 3 oraz  $2 + i$ . Ogólna ilość punktów w  $i$ -tej tablicy wyniesie więc:

$$\frac{3 + 2 + i}{2} i = \frac{i^2 + 5i}{2} \dots (1)$$

Podliczenie ilości gwiazdek będzie zupełnie analogiczne. Otrzymamy tu sumę  $i-1$  wyrazów postępu arytmetycznego (górnym wierszem gwiazdek nie zawiera), którego krańcowe wyrazy wynoszą 3 oraz  $(3+i-2) = i+1$ . Ogólna ilość gwiazdek w  $i$ -tej tablicy wyniesie więc:

$$\frac{3 + i + 1}{2} (i - 1) = \frac{4 + i}{2} (i - 1) = \frac{i^2 + 3i - 4}{2} \quad (2)$$

Ponieważ ogólna ilość kółek (po jednym w wierszu z wyjątkiem wiersza górnego) wyniesie:

$$i - 1 \dots (3)$$

otrzymamy na ogólną ilość zapisów w  $i$ -tej tablicy wzór:

$$Z_i = \frac{i^2 + 5i}{2} + \frac{i^2 + 3i - 4}{2} + \frac{2i - 2}{2} = i^2 + 5i - 3 \quad (4)$$

Sumując przez cały schemat, to znaczy nadając symbolowi  $i$  znaczenie  $1, 2, 3, \dots, n$ , otrzymamy ostateczną ilość zapisów w schemacie Gaussa dla układu  $n$  równań pod postacią wzoru sumacyjnego:

$$Z = \sum_1^n (i^2 + 5i - 3) \dots (5)$$

Realizując ten nieprzydatny praktycznie wzór znajdziemy:

$$Z = (1^2 + 2^2 + 3^2 + \dots + n^2) + 5(1 + 2 + 3 + \dots + n) - 3n$$

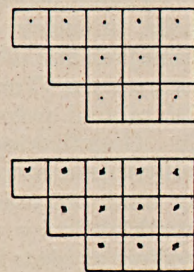
Pamiętając, że suma kwadratów pierwszych liczb naturalnych wynosi:  $\frac{1}{6}(2n+1)(n+1)n$  znajdziemy bez trudności

$$Z = \frac{1}{6} (2n + 1) (n + 1) n + \frac{5}{2} (n + 1) n - 3n$$

co po uporządkowaniu daje ostatecznie ilość zapisów w przyjętym schemacie Gaussa — oznaczymy to  $Z_G$ :

$$Z_G = \frac{1}{3} n^3 + 3n^2 - \frac{1}{3} n \dots (6)$$

Poprawność wzoru sprawdzimy łatwo, podstawiając  $n=3$ . Znajdziemy:  $Z_G = \frac{1}{3} 27 + 3 \cdot 9 - \frac{1}{3} 3 = 35$  — zgodnie z przeliczeniem bezpośrednim (rys.).



Rys. 2.

Obliczenia ilości zapisów niezbędnych przy redukcji układu  $n$  równań metodą Banachiewicza dokonamy analogicznie, uzmysławiając sobie schemat — szkicujemy na schemat dla trzech równań —  $i$  obliczając ilość symboli uzmysławiających zapisy. Ponieważ ilość symboli w każdej z dwóch tablic jest taka sama, rozwiążemy zadanie obliczając podwójną sumę wyrazów postępu arytmetycznego, którego wyraz pierwszy wynosi 3, zaś ostatni  $n+2$  (bierzemy tu — podobnie jak w schemacie Gaussa rachunek redukcji z kontrolą sumową). Znajdziemy:

$$Z = 2 \cdot \frac{3 + n + 2}{2} n = (5 + n) n$$

Po uporządkowaniu i oznaczeniu ilości zapisów w przyjętym schemacie Banachiewicza przez  $Z_B$  otrzymamy ostatecznie:

$$Z_B = n^2 + 5n \dots (7)$$

Sprawdzenie skonstruowania wzoru przez obliczenie wartości  $Z$  dla  $n=3$  daje:  $Z = 9 + 5 \cdot 3 = 24$ , zgodnie z bezpośrednim przeliczeniem (rys.). Z wzorów (6) i (7) obliczymy zysk w ilości zapisów:  $Z_G - Z_B = Z_{G/B}$  otrzymując:

$$Z_{G/B} = \frac{1}{3} n^3 + 2n^2 - \frac{16}{3} n \dots (8)$$

Widzimy więc, że zysk w ilości zapisów w funkcji ilości równań w układzie wyraża się przez wielomian trzeciego stopnia. Aby zorientować się jak wielkie oszczędności osiągniemy tu przy wyrównywaniu sieci triangulacyjnych, zestawmy wartości wielomianów (6) (7) (8) dla wartości zmiennej  $n$  równych 5, 10, 20, 30, 40, 50, 100, 150, 200. Otrzymamy następującą tabelkę:

Jeżeli uprzytomnimy sobie, że (zakładając pięciocyfrowość rachunku) już przy układzie 30 równań praca zaoszczędzona w zapisach równoważna będzie pracy przepisania pięciocyfrowych tablic wartości funkcji trygonome-

Ilość równań	Ilość zapisów w metodzie eliminacji Gaussa	Ilość zapisów w metodzie Banachiewicza	Zysk w ilości zapisów
n	$\frac{1}{3}n^3 + 3n^2 - \frac{1}{3}n$	$n^2 + 5n$	$\frac{1}{3}n^3 + 2n^2 - \frac{10}{3}n$
5	115	50	65
10	630	150	480
20	3 860	500	3 360
30	11 690	1 050	10 640
40	26 120	1 800	24 320
50	49 150	2 750	46 400
100	363 300	10 500	352 800
150	1 192 450	23 250	1 169 200
200	2 786 600	41 000	2 745 600

.. (9)

trycznych sin. cos. tg. cotg. stabelaryzowanych co 1', zaś przy układach 100—150 równań (sieci państwowe) zaoszczędzimy pracę równoważną pracy przepisania kilkudziesięciotomowej biblioteki takich tablic, zrozumimy łatwo, że korzyści ze stosowania algorytmu Banachiewicza ze wzrostem ilości równań stają się coraz istotniejsze. Tę okoliczność trafnie a krótko scharakteryzował inż. Borysowski, który po zaznajomieniu się w Anglii z omawianym algorytmem, znanym tam pod nazwą „metody Choleskiego“<sup>2)</sup> propagując algorytm na terenie Głównego Urzędu Pomiarów Kraju, wyraził się „przy posługiwaniu się tą metodą rozwiązanie układu kilkudziesięciu czy kilkuset równań przestaje być problemem“. Tu właśnie leży punkt ciężkości zagadnienia. W geodezji częstokroć omijamy prawidłowe rozwiązywanie zagadnień i w dziedzinie obserwacji i wyrównania, obawiając się wprowadzenia do rachunku większej ilości niewiadomych. Ileż istnieje lokalnych sieci triangulacyjnych, w których zrezygnowano z dających się łatwo zaobserwować nadliczbowych celowych z tego tylko tytułu, że obserwowanie ich powiększa (przy wyrównaniu metodą warunkową) ilość niewiadomych, wybitnie zwiększając przez to nakład pracy rachunkowej. Jak często rozbija się w wyrównaniach triangulacyjnych układ równo dokładnych spostrzeżeń na dwa układy: „główny“ i „nawiązany“, obawiając się jednoczesnego operowania większą ilością niewiadomych. Te

<sup>2)</sup> Jak wiadomo zagadnienie bezpośredniego przekształcenia tabeli współczynnikowej układu równań symetrycznych na tabelę współczynnikową układu równań zredukowanych pierwszy rozwiązał Choleski, rozumując pojęciami rachunku wyrównawczego. Ponieważ jednak zagadnienie w formie ogólnej (układy symetryczne i niesymetryczne) rozwiązał pierwszy prof. Banachiewicz, który również opracował tu problem wyznaczenia błędów średnich niewiadomych przez Choleskiego pominęły; uważam, że nierównie słuszniej jest nazywać algorytm algorytmem Banachiewicza.

wszystkie niedociągnięcia obniżające i techniczną i naukową wartość sieci triangulacyjnych, były koniecznym następstwem stosowania metody eliminacyjnej, która — będąc najdoskonalszą i niezastąpioną w okresie operowania tablicami logarytmicznymi — w epoce arytmetru staje się, przynajmniej dla układów o większej ilości niewiadomych, nadmierne uciążliwa.

W cytowanej publikacji inż. Gadzińskiego czytamy jeszcze: „Być może, że metoda Banachiewicza będzie znacznie ekonomiczniejsza od klasycznej metody eliminacji Gaussa, w wypadku, gdy oprócz poszukiwanych niewiadomych będziemy również chcieli określić błędy średnie tych niewiadomych“. Istotnie korzyści algorytmu Banachiewicza występują tam jeszcze wyraźniej. Ponieważ nie zdaje mi się aby zagadnienie jednoczesnego obliczenia i niewiadomych i ich błędów średnich miało dla geodezji większe znaczenie, w publikacji mej, na którą powołuje się inż. Gadziński, nie opisywałem sposobu postępowania przy jednoczesnym obliczeniu błędów średnich i niewiadomych metodą Banachiewicza. Opis sposobu postępowania i uzasadnienie algebraiczne podałem w pracy: „Rozwiązywanie układów równań normalnych Gaussa z jednoczesnym obliczeniem średnich błędów niewiadomych przy pomocy algorytmu Banachiewicza“. Jest to publikacja wewnętrzna Geodezyjnego Instytutu Naukowo-Badawczego (Warszawa, 1947), która może być za zgodą Dyrektora Instytutu, wydana osobom interesującym się zagadnieniem. Krakowianowe ujęcie tematu — poza trudniejszymi do zdobycia publikacjami prof. Banachiewicza i, o ile mi wiadomo, wyczerpanym już „Rachunkiem Wyrównawczym w technice Gaussowskiej i krakowianowej“ dr Kochmańskiego, jak również trudniami do zdobycia „Zastosowaniami Krakowianów w rachunku wyrównawczym prof. Warchałowskiego — znaleźć można w wydanej ostatnio przez Główny Urząd Pomiarów Kraju pracy: dr inż. Tadeusz Kochmański „Zarys rachunku krakowianowego“, Warszawa, 1948.

Na koniec prośba do inż. Gadzińskiego, aby nie brał mi za złe moich krytycznych uwag. Jak już zaznaczyłem, obraną przez inż. Gadzińskiego drogę eksperymentów uważam za bardzo właściwą i nie neguję bynajmniej zasług Szanownego Autora w podjęciu i przeprowadzeniu eksperymentu. Uderzyła mnie tylko chęć uogólnienia materiału, który do żadnych uogólnień się nie nadawał, a przy tym, jak widzieliśmy, nie był w dodatku przy kalkulacji racjonalnie potraktowany (obliczenie czasu na wypisanie szeregu liczb nikomu nie potrzebnych, a więc stanowiących z punktu widzenia techniki rachunkowej balast). Dalsze eksperymenty uważam za bardzo wska-

zane. Ponieważ należy oczekiwać, że związek między czasem  $t$  użytym przez jednego i tego samego rachmistrza na redukcję układu równań a ilością  $n$  niewiadomych w układzie wyrazi się związkiem:

$$t = a_1 n + a_2 n^2 + a_3 n^3 \dots \quad (10)$$

(przy czym współczynnik  $a_3$  dla metody Banachiewicza raczej będzie bliski zera), w zasadzie wystarczyłyby dwa jeszcze eksperymenty w wykonaniu inż. Gadzińskiego (jeden już mamy) dla określenia wartości liczbowych współczynników „ $a$ ” w metodzie Gaussa, oraz w metodzie Banachiewicza. Dla stwierdzenia słuszności założenia (10) i ewentualnego wyrównania przydałyby się jeszcze ze dwie obserwacje nadliczbowe. Jeżeli argumenty  $n$  byłyby równoodległe, wówczas operacja wyrównania metodą najmniejszych kwadratów dałaby się przeprowadzić w ciągu kilkunastu mi-

nut. Apeluję więc do inż. Gadzińskiego aby wykonał jeszcze dalsze eksperymenty np. dla  $n = 20, 30, 40, 50$ , ewentualnie, gdyby to nie było możliwe — dla  $n = 5, 15, 20, 25$  i opublikował rezultaty, a napewno nikt nie zarzuci mu wówczas tendencji do przedwczesnego wyciągania wniosków. (Tego rodzaju eksperymentalne określenie liczbowych wartości współczynników wielomianu jest jak wiadomo dość znane przyrodnikom i statystykom). Jeżeli zaś inż. Gadziński zdecydował by się też na eksperymentowanie w dziedzinie jednoczesnego obliczenia niawiadomych i ich błędów średnich, proponowałbym aby prace nad metodą Gaussa przeprowadzić w schemacie prof. Kępińskiego (Przegląd Geodesyjny Nr 5, Warszawa 1947), stanowiącym niewątpliwie najekonomiczniejsze ujęcie metody eliminacyjnej.

Dr inż. Stefan Hausbrandt.

## Nowe książki z Astronomii Praktycznej

Felcjan Kępiński

Literaturę podręcznikową Astronomii Praktycznej (astronomiczne wyznaczanie współrzędnych geograficznych i azymutu) zasilili ostatnio dwie książki szwajcarskie, na których treść i układ pragnę zwrócić uwagę polskich specjalistów, i wykładowców tego przedmiotu.

Pierwsza to podręcznik profesora Astronomii na Politechnice Zurychskiej, Dr M. Waldmeier'a, p. t. Leitfaden der astronomischen Orts- und Zeitbestimmung, Aarau, 1946.

Książka ta, licząca zaledwie 84 stronicę, zawiera, z wyjątkiem niektórych pominiętych przez autora działów Astronomii Sferycznej, niemal wszystko, czego wymagać można od odbywających studia geodezyjne i astronomiczne na pierwszym stopniu nauczania tego przedmiotu.

Książka podzielona jest na 6 rozdziałów. Pierwszy zawiera wiadomości wstępne z astronomii sferycznej o układach współrzędnych astronomicznych, główne wzory trygonometrii sferycznej, zależności między współrzędnymi rozmaitych układów, przybliżony wzór na refrakcję w przypadku niewielkiej odległości zenitalnej oraz tablice do wzoru dokładniejszego na refrakcję, zjawiska ruchu dziennego gwiazd, wzmiankę o rocznikach astronomicznych, wzory interpolacyjne, rachubę czasu i mapki nieba z krótkimi do nich wyjaśnieniami. Drugi rozdział zaznaja się z własnościami składowych części i użyciem teodolitu, narzędzia uniwersalnego oraz sek-

stansu oraz błędami narzędziowymi i ich wpływem na obserwację. Trzeci rozdział traktuje o wyznaczaniu azymutu: a) z jednakowych wysokości gwiazd i Słońca, b) w dygresjach gwiazd okołobiegunowych i c) z czasu przejść Biegunowej. Rozdział ten kończy się przykładem obserwacji Biegunowej i jej redukcją. Czwarty rozdział poświęcony jest wyznaczaniu szerokości geograficznej miejsca obserwacji: a) z pomiaru odległości zenitalnej gwiazd w ich górowaniu (dołowaniu), b) w pobliżu południka, c) z odległości zenitalnej Biegunowej, d) z różnic odległości zenitalnej 2-ch gwiazd (metoda *Horrebow* — *Talcott'a*). Wszystkie 4 metody są poparte przykładami. Piąty rozdział autor przeznaczony jest do wyznaczania czasu: a) z odpowiadających wysokości gwiazd i Słońca, b) z odległości zenitalnej w pobliżu I wertykału, c) z przejść gwiazd przez wertykał Biegunowej (metoda *Döllen'a*). Teorię każdej metody dopełnia podanie przykładu obserwacji i ich redukcji. Szósty rozdział dotyczy wyznaczania długości geograficznej: a) z odbioru sygnałów radiowych czasu na chronometr, którego poprawkę pragniemy wyznaczyć, b) według metody nautycznej, oraz kończy się uwagami o wyznaczaniu miejsca obserwacji w pobliżu biegunu.

Już z tego przeglądu zawartości książki można wnioskować, że daje ona konspekt główniejszych wiadomości praktycznych, od-

noszących się do stosowania t. zw. bezwzględnych metod wyznaczania współrzędnych geograficznych i azymutu, z wyjątkiem dołączonych, głównie chyba z powodu prostoty, metod Horrebow-Talcott'a i wysokości odpowiadających. Konspekt taki nie może, oczywiście, zastąpić podręcznika, ale w rękach tych, którzy przerobili matematyczne podstawy Astronomii Sferycznej i następnie przeszli już do praktyki obserwacyjnej, może być znakomitą pomocą podręczną.

Język książki jest prosty, rzeczowy i żywy.

Podczas lektury orientacyjnej nie dostrzegłem uchybień, godnych zanotowania. Może najważniejszą będzie uwaga, że początek doby prawdziwej (słonecznej) autor przyjmuje, jak dawniej to czyniono, w południe, wbrew przyjętej już konwencji umiejscowiania go, podobnie, jak i początku doby średniej, o północy. Wzór (113) należy więc odpowiednio interpretować.

\*

Jako „pendant” do powyżej zreferowanej książki uważać można publikację niedawno zmarłego profesora astronomii na Uniwersytecie w Bazylei, *Th. Niethammer'a*, p. t. *Die genauen Methoden der astronomisch-geographischen Ortsbestimmung*, 181 str., Bazyleja, 1947.

Już z wstępu do niej wnosimy przedsmak pracy poważnej i matematycznie dobrze ugruntowanej, dającej przegląd metod względnych (dyferencjalnych) wyznaczania współrzędnych geograficznych, z rozważaniem wpływu średnich błędów obserwowanych i zadanych wielkości na wyznaczone współrzędne. Wysoka opinia Niethammer'a o roli narzędzia przejściowego z dźwignią do przekładania osi poziomej w łożyskach potwierdza wypowiedź w tym względzie niżej podpisanego w pracy jego p. t. *Kilka uwag o metodach wyznaczania azymutu*, Warszawa, 1931.

Rozdział I stanowi matematyczną podbudowę do rozważań następnych rozdziałów. Geometryczne rozpatrzenie możliwości różnych metod prowadzi do 4-ch typowych zagadnień: a) na mocy danych czy wyznaczonych z obserwacji wielkości  $z$ ,  $\delta$  i  $\varphi$  wyprowadzić poprawkę chronometru  $u$ , b) na mocy danych czy wyznaczonych z obserwacji wielkości  $z$ ,  $\delta$  i  $t$  wyprowadzić szerokość geograficzną  $\varphi$ ; c) w porównaniu z a) wielkość  $z$  zastępuje wielkość  $a$  wzgl.  $t$ , d) w porównaniu z b) wielkość  $z$  zastępuje  $a$  wzgl.  $t$ . We wszystkich tych przypadkach są brane pod uwagę obserwacje par gwiazd. Wówczas metoda a) przekształca się w metodę N. Zinger'a, metoda b) w metodę Piewcowa wzgl. Horrebow-Talcott'a, c) w metodę wyznaczania  $u$

z przejść gwiazd przez południk miejsca obserwacji lub przejść przez wertykał Biegunowej (metoda Döllena) i d) w metodę wyznaczania  $\varphi$  z przejść gwiazd przez ten sam wertykał (obie części I wertykału). Specjalne miejsce rezerwuje Niethammer jednoczesnym wyznaczaniom  $u$  i  $\varphi$  z 3-ch gwiazd, zaobserwowanych na tym samym almukantaracie, a także przez ten sam wertykał.

W rozdziale II autor rozważa możliwości instrumentalne dla realizacji przejść, redukcję przejść przez almukantaraty i wertykał i osiąganą dokładność, na mocy śr. błędów wypadkowego, oraz wprowadza wzory różnicowe do wspomnianych metod. Niethammer opisuje tu w krótkości dwa mechanizmy, zastosowane w Obserwatorium Bazylejskim do narzędzia przejściowego:  $\alpha$ ) jeden, automatycznie zmieniający nachylenie lunety tak, aby jej oś optyczna pozostawała w ciągu obserwacji na tym samym almukantaracie i  $\beta$ ) drugi, automatyzujący równomierny ruch śruby mikrometru bezosobowego. Referent nie jest w stanie, na mocy krótkiego opisu, wnioskować o stopniu doskonałości tych urządzeń, ale fakt zaistnienia ich w ośrodku uniwersyteckim (skądinąd uposażonym w warsztaty konstruktorsko-mechaniczne) świadczy o jego żywotności.

Co do części e) rozdziału II („die mittleren Fehler der Durchgangszeiten”) zauważyć należy, że są w niej miejsca z niedość jasną formulacją. Kiedy autor mówi: „der Fehler wird um so grösser, je langsamer sich der Stern in der zum Faden senkrechten Richtung bewegt”, to ma na myśli błąd, jeszcze nie zredukowany do koła wielkiego (równika). Gdy zaś na następnej str. 46 pisze: „nun werden die Durchgänge der rasch bewegten Sterne erfahrungsgemäss weniger sicher beobachtet, als die Durchgänge der langsam bewegten”, to uwaga ta, pozornie sprzeczna z powyższym orzeczeniem, dotyczy już dokładności w różnych równoleżnikach, ale po dokonaniu redukcji na równik. Tej niejasności oraz błędom tabliczki na str. 47 [metoda 1) daje na  $m_u \cdot \sin p \pm 0^s.059$  zam.  $\pm 0^s.59$  kiedy  $p$  dąży do  $0^0$ , oraz metoda 4) daje na  $m_u \cdot \sin p \pm 0^s.037$  zam.  $\pm 0^s.027$ , kiedy  $p = 90^0$  i  $\pm 0.030$  zam.  $\pm 0^s.022$ , kiedy  $p$  dąży do  $0^0$ ] przypisać też należy dezorientację innego referenta tejże pracy, patrz Schweiz. Zeitschrift für Vermessung u. Kulturtechnik, XLVI Jahrg., N 3, str. 77 — 80.

Rozdział III jest poświęcony rozwinięciom metod Zinger'a, Piewcowa i Horrebow-Talcott'a. Wyprowadzone tam wzory są na ogół znane, wbrew wypowiedzianemu na zachodzie mniemaniu, że nie doznały one dotąd dostatecznego opracowania. Stosowanie każdej

z tych 3-ch metod objaśniają przytoczone obserwacje i ich redukcje.

Następne rozdziały są najbardziej charakterystyczne dla książki *Niethammer'a*.

Rozdział IV dotyczy 1) metody wyznaczania czasu z przejść gwiazd przez południk lub wertykał Biegunowej i zestawienie jej z metodą *Zinger'a* oraz 2) metody wyznaczania szerokości geograficznej z przejść gwiazd przez I wertykał i zestawienie jej z metodami *Piewcowa* i *Struve'go*. Autor przywiązuje wagę do skoncentrowanej postaci wzorów, z których wynikają najdogodniejsze warunki obserwacji oraz błędy średnie wyznaczanych wielkości, a tym samym zyskuje w nich środki do nie tyle przejrzystej, ile zwartej, analizy dokładności poszczególnych metod. Opiera się w niej również na sugestiach, rozproszonych w książce *Albrecht'a* (Formeln u. Hilfstafeln zur geographischen Ortsbestimmung) i kilku nowszych pracach. Wartość tego rozdziału, jak i innych, podnoszą przykłady obserwacji i ich dyskusja.

Rozdział V obejmuje metody wyznaczania azymutu 1) metodami bezpośrednimi (narzędzie w pobliżu wertykału przedmiotu), 2) pośrednią z obserwacji Polaris, 3) pośrednią z obserwacji gwiazd okołobiegunowych w pobliżu ich elongacji. Również ten rozdział zawiera tak wiele cennych rozważań natury geodezyjno-astronomicznej, że dokładne rozpatrzenie jego treści przekroczyłoby ramy tego referatu. Poruszone w nim zagadnienia w niezależny sposób rozstrząsane były rów-

nież i w polskich ośrodkach i znajdują niewątpliwie oddźwięk w publikacjach.

Rozdział VI traktuje o jednoczesnych wyznaczaniach czasu i szerokości przejść gwiazd przez ten sam almukantarát z użyciem astrolabii pryzmatycznej, która nie zdołała dotąd oprzeć się zarzutom krytyki. W rozdziale tym została również rozpatrzona metoda równoczesnego wyznaczania czasu, szerokości i azymutu z przejść gwiazd przez jeden i ten sam almukantarát. Zagadnienie to znalazło odgłos i w polskich publikacjach.

W ostatnim rozdziale VI autor zajmuje się wyznaczaniem różnicy długości geograficznej dwóch punktów oraz osiąganą dokładnością odbioru sygnałów czasu, na mocy metody koincydencyjnej.

Reasumując wnioski, płynące z rozejrzenia się w obfitej treści książki *Niethammer'a*, powiedziałbym, że stoi ona na wysokim poziomie, zarówno pod względem teoretycznym, jak i znajomości praktycznej strony omawianych na terenie międzynarodowym. Zarzuśne echo w pracach geodezyjno-astronomicznych w niej metod, i powinna znaleźć donosiłbym jej, że za mało uwzględnia literaturę przedmiotu, skąd wynikło przecenienie oryginalności rozważań o błędach średnich i pominięcie niektórych doniosłych metod. Również przejrzystość toku myśli nie jest w niej bez zarzutu. Ale książka *Niethammer'a* powinna się znaleźć w rękach każdego badacza i specjalisty Astronomii Geodezyjnej.

Felicjan Kępiński

## Wśród książek i wydawnictw

**Prof. Ing. Dr Rysavy: Vyssi Geodesie. Praha 1947.**  
Nakład Ceska Matica Technicka: Stron 524+36 (dodatek A i B) z 367 rysunkami. Cena 390 koron czeskich.

Prof. Dr Rysavy przez wydanie w zeszłym roku podręcznika wyższej geodezji wzbogacił czeską literaturę geodezyjną w nową bibliograficznie wartościową pozycję.

W geodezyjnej literaturze czeskiej prof. Dr V. Laszka w latach 1894—1896 napisał pierwszą część geodezji wyższej (105 stron), zaś w latach 1906—1909 prof. Fr. Nowotny wydał geodezję wyższą (całość 422 stron). Podręczniki te zawierały jednak tylko wycinek geodezji wyższej. Ponadto szybki rozwój nauk technicznych, między innymi geofizyki, astronomii geodezyjnej, kartografii matematycznej, optyki, mechaniki i metrologii oddziaływać na rozwój geodezji wyższej, spowodowały lukę w geodezyjnej literaturze czeskiej.

Prof. Dr Rysavy wydał swój podręcznik dla wypełnienia tej luki jako książki o ujęciu praktycznym odpowiadającej potrzebom studentów i inżynierów geodezji.

To praktyczne ujęcie powoduje, że w książce brak jest szerszego omówienia pewnych problemów, jak to ma miejsce na przykład w dwutomowej Geodezji Wyższej prof. Krasowskiego i Daniłowa lub „Traité de Geodesie“ p. Tardi'ego.

Prof. Dr Rysavy'emu nie jest jednak obca całkowita nowoczesna literatura z geodezji wyższej, a szczególnie silnie da się zauważyć wpływ nowoczesnej geodezyjnej literatury rosyjskiej.

Całość książki oprócz przedmowy i wstępu na 10-ciu stronach podzielona jest na 3 części. Pierwsza część: pt. Tr.angulacja, obejmuje 190 stron. Druga część: pt. Matematyczna geodezja, obejmuje 120 stron. Trzecia część: pt. Dynamiczna geodezja (fizyczna geodezja) obejmuje 128 stron. Poza tym dodatek pt. „Rachunek wyrównawczy“ na 52 stronach. Spis literatury podręczników i czasopism na 4-ch stronach. Rejestr alfabetyczny na 7 stronach oraz 2 dodatki na 36 stronach.

W celu głębszego zaznajomienia polskiego świata mierniczego z podręcznikiem Prof. Dr Rysavy'ego, podam pokrótce wykaz treści poszczególnych działów tej książki.



Część pierwsza: Triangulacja.

Rozdział I. Sieci triangulacyjne.

Rozdział ten zawiera opis sieci triangulacyjnych, omawiając krótko kształty sieci, wywiad w terenie, sieć czechosłowacką, sieć wojskową, sieć katastralną, stabilizację punktów triangulacyjnych, wieże triangulacyjne (z obliczeniem wysokości wież), profile, heliometry od systemu Gauss'a aż do Mangin'a.

Rozdział II. Pomiar długości baz.

Rozdział zawiera opis przyrządów do pomiarów baz z historycznym przedstawieniem tych przyrządów i komparatorów oraz krótki opis pomiaru długości metodą interferencyjną według fińskiego fizyka Vaisala. Dość krótko również są opisane przyrządy do pomiaru baz Borda, Bessel'a, angielskie Ibanez'a itd. oraz druty inwarowe z teorią zwisu drutu (mniej więcej podobnie jak u Krasowskiego), pomiar bazy, redukcja długości bazy na poziom morza itd. oraz analiza dokładności pomiaru baz.

Rozdział III. Pomiar kątów w sieciach triangulacyjnych.

Rozdział rozpoczyna się od opisu teodolitu Repsold'a aż do typów nowoczesnych Kern'a DKM 3, „Chasselon“, Tavistock, Heyde, Wild T 3 i Wild T 4. Omawiane są błędy teodolitu, wyznaczenie runu, natomiast brak jest omówienia błędów podziału kół. Dalej omówione są krótko 6 metod pomiarów kątów względnie kierunków: 1) repetycyjna, 2) kierunkowa, 3) we wszystkich kombinacjach, 4) metoda szwajcarska (sektorowa) i 5) metoda inż. Czarnoty (Krovak'a). Omówione są metody wyrównania stacyjnego dla tych metod, natomiast brak jest szczegółowej analizy tych metod, rzecz nieuwzględniona zresztą dotychczas w żadnym podręczniku geodezji. Poza tym podano zestawienie triangulacji wszystkich krajów Europy z wykazaniem: elipsoidy odniesienia, metod wykonania triangulacji, teodolitów i przyrządów użytych do pomiaru baz oraz z wykazaniem błędów według formuły Ferraro. Krótko opisany jest również pomiar kąta pionowego.

Rozdział IV. Wyrównanie sieci triangulacyjnych.

Rozdział zawiera opis wyrównania zwykłych sieci triangulacyjnych na płaszczyźnie (sieci promieniste, układ centralny), czworobok geodezyjny itd. oraz sieci więcej skomplikowane. Następnie omówione jest wyrównanie sieci na kuli. Brak natomiast omówienia wyrównania sieci większych np. wieńcowych, za wyjątkiem krótkiej uwagi i odesłania do literatury.

Rozdział V. Sieci bazowe.

Rozdział obejmuje opis kształtów sieci bazowych, prawa przenoszenia się błędów, wyznaczenie błędów funkcji w różnych kształtach sieci, z uwzględnieniem amerykańskiej formuły na „wagę figury“.

Brak natomiast analizy sieci bazowych w ujęciu np. I. Jung'a, którą podano jedynie w spisie literatury.

Rozdział VI. Precyzyjna poligonizacja (metoda prof. Danilowa).

Rozdział zawiera krótki opis precyzyjnej poligonizacji z analizą dokładności przy zastosowaniu różnych położzeń baz względem mierzonego odcinka długości i kształtu sieci paralaktycznej.

Część druga: Matematyczna geodezja.

Rozdział I. Geodezja kuli.

Obejmuje rozważania o ekscesie (nadmiarze) sferycznym i sposobie obliczenia tegoż. Dalej opisane są metody rozwiązywania trójkąta geodezyjnego na kuli metodą Legendre'a i additamentów wraz z przykładami liczbowymi oraz zastosowaniem do zadań geodezyjnych (np. wcięcie wstecz na kuli). Następnie omówiono współrzędne na kuli:

a) układ współrzędnych prostokątnych Soldner'a;

b) układ współrzędnych biegunowych na kuli;

c) współrzędne geograficzne.

Dalej wyprowadzono formuły na zamianę współrzędnych biegunowych na prostokątne i odwrotnie, prostokątne na geograficzne i odwrotnie oraz biegunowych na geograficzne i odwrotnie z przykładami liczbowymi.

Rozdział II. Geodezja elipsoidy obrotowej.

Podana jest tutaj krótko: geometria elipsoidy obrotowej oraz wielkości zasadnicze dla elipsoidy Bessel'a i Hayford'a, długość łuku południka i równoleżnika, przekroje normalne, linia geodezyjna (bez obwodu), trójkąt sferoidalny (elipsoidalny) oraz obliczenie ekscesu (nadmiaru) sferoidalnego. Bardzo krótko podane sposoby rozwiązywania trójkąta geodezyjnego sferoidalnego. Przenoszenie współrzędnych sposobem Schreiber'a, Gauss'a (raczej Jordana) z przykładami liczbowymi.

Rozdział III. Metody wyznaczenia elipsoidy ziemskiej z pomiarów stopni.

Rozdział zawiera opisane krótko metody pomiaru stopni południków i równoleżników dla wyznaczenia elipsoidy ziemskiej wraz z krótkim zestawieniem prac dotychczas wykonanych.

Część trzecia: Dynamiczna geodezja.

Rozdział I.

Rozdział zawiera teorię potencjału (siły ciężkości), twierdzenie Clairaut'a, wzory Helmert'a, Pizetti'ego oraz Stomigliana na wartość przyspieszenia ziemskiego. Redukcje przyspieszenia ziemskiego na poziom morza: 1) redukcja Faye'a (redukcja na wolne powietrze), 2) redukcja Bourguier'a i 3) redukcja topograficzna.

Rozdział II. Pomiar przyspieszenia ziemskiego.

Obejmuje opis wahadła matematycznego i fizycznego, wahadła rewersyjnego oraz jego poprawki. Następnie opisuje nowoczesne wahadła do pomiaru przyspieszenia ziemskiego wraz z metodą obserwacji. Pomiar przyspieszenia ziemskiego na morzu (metoda Hecker'a, Vening-Meinerz'a). Pomiar grawimetryczny względny i interpolacyjne grawimetrami Ising'a, Helweck-Lajay'a, Graf'a, Thyssen'a, Haalck'a, Noergaard'a wagę skręceń Eotvos'a (z podaniem teorii wzgl. wagi skręceń) Krótko omówiono sieci grawimetryczne.

Rozdział III. Odchyłki pionu.

Obejmuje wyprowadzenie formuł na składowe odchyłki pionu. Bardzo krótko (tyle co w podręczniku Jordan — Eggert tom III/2-ga część wydanie z roku 1941) o wyrównaniu sieci astronomiczno-geodezyjnej metodą Bovie'go i bardzo krótko omówiono inne metody wyrównania (wspominając o metodzie Helmert'a, Krasowskiego, Urmajewa, Eggert'a — podając literaturę) Dalej krótko omówiono niwelację astronomiczną, wpływ najbliższych mas na odchyłkę pionu, hipotezy izostazji (Pratt'a, Airye'go, Hayford'a itd.).

Rozdział VI. Izostaticzne metody redukcji pomiarów grawimetrycznych.

Omówione zostały metody redukcji izostaticznej Pratt'a wraz z poprawkami Hayford'a i podziałem na strefy i opisem tabel redukcji izostaticznych, metoda redukcji Airy'ego wraz z poprawkami Heiskanen'a, wspomniano również o redukcji Vening-Meinerz'a Dalej omówiono anomalie przyspieszenia ziemskiego (siły ciężkości), izanomalie.

Rozdział V. Teoria precyzyjnej niwelacji.

Tutaj podano tylko samą teorię precyzyjnej niwelacji, pojęcie wzniesienia ortometrycznego i dynamicznego oraz średni poziom morza. Nie opisano in-

strumentów do niwelacji precyzyjnej oraz metod obserwacji i wyrównania sieci niwelacyjnych.

#### Rozdział VI. Zmiany geoidy.

Omówiono jedynie pobieżnie ruch bieguna, nie wprowadzając żadnych formuł na zmianę geoidy pod wpływem mas księżyca, słońca, gwiazd, wiatrów, prądów itp.

Dodatek: Rachunek wyrównawczy.

Omówione są tutaj: metoda rozwiązywania równań normalnych (algorytm Gauss'a) i równań wag Hansen'a, pojęcie błędu średniego, błąd średniokwadratowy funkcji wartości wyrównawczych, przykład wyrównania sieci niwelacyjnej. Dalej omówiono wyrównanie metodą spóstrzeń zawarunkowanych (uwarunkowanych) z zastosowaniem do wyrównania sieci metodą Boltz'a i Krovak'a z przykładem liczbowym.

Spis literatury, podręczników i czasopism. Rejestr alfabetyczny.

Spis rzeczy oraz dodatek A zawierający tablice stałych elipsoidy Bessel'a i Hayford'a, redukcje drutów inwarowych wartości  $\log(S/N)$ ,  $\log R = V MN$ , długości południka od  $=47^\circ$  do  $=52^\circ$  oraz tablice pomocnicze do przenoszenia współrzędnych, tabela ortometryczna.

Dodatek B, podaje schemat rozwiązywania równań normalnych dla 4-ch niewiadomych. Ostatnia strona zawiera zestawienie zauważonych błędów drukarskich.

Książka Prof. Dr Rysavy'ego byłaby również pożyteczną w rękach polskich studentów i inżynierów geodezji, zwłaszcza, że w myśl nowej organizacji szkolnictwa akademickiego jest ona całkowicie wystarczająca dla grup specjalizujących się w geodezji na stopniu inżyniera zawodowego. Polski czytelnik nie mający dotychczas żadnego polskiego podręcznika z geodezji wyższej, będzie miał z tej książki niewątpliwie korzyści, gdyż materiał omówiony w książce Prof. Dr Rysavy'ego jest bardzo bogaty. Tym niemniej dla zobrazowania całości materiału z geodezji wyższej oraz dla potrzeb inżynierów badaczy i naukowców należałoby rozszerzyć poręcznik do 2-ch tomów. W części pierwszej „Triangulacja” należałoby rozszerzyć następujące działy: budowę osi teodolitów, analizy metod pomiarów kątów (względnie kierunków), szczegółową analizę sieci bazowych, triangulację bez pomiarów kątów, metody pomiaru długości boków triangulacyjnych, wyrównanie sieci państwowych wraz z analizą poszczególnych metod, badań podziałów kół teodolitów, obszerniej analizę typów wień triangulacyjnych i ekonomii samej triangulacji.

W części drugiej należałoby podać obszerniej teorię powierzchni elipsoidy obrotowej w ujęciu wektorowym, rozszerzyć analizę metod przenoszenia współrzędnych oddzielnie metodą Gauss'a od metody Jordan'a.

W trzeciej części dodać całe dwa rozdziały a) Teorię potencjału z teorią funkcji kulistych i Lamie'go i b) wyznaczanie geoidy z pomiarów grawimetrycznych (z teorii figury ziemi). Szczególnie te dwa rozdziały winny być uwzględnione w podręcznikach geodezji wyższej, gdyż często brak ich powoduje opracowywanie w osobnych podręcznikach spraw „Grawimetrii i figury ziemi” — często przez geofizyków lub innych specjalistów nie mających przygotowania geodezyjnego — co w konsekwencji powoduje dużo fałszywych interpretacji i błędów (np. Bruns, Hopfner itd.). Również szerzej omówić winien prof. Rysavy metody redukcji  $g$  na geoidę z analizą i krytyką tych metod oraz opisać przyrządy do niwelacji ścisłej wraz z techniką obserwacji i wyrównania (uwzględniając duży dorobek na tym polu ostatnich dziesięciu lat). Uwzględnienie przez autora tych postulatów zaspokoi potrzeby dru-

giej kategorii (liczbowo mniejszej), inżynierów geodezji, a mianowicie inżynierów badaczy i naukowców.

Przez takie rozszerzenie swej książki zespoliłby Prof. Dr Rysavy wszechstronnie wszystkie istniejące potrzeby na polu piśmiennictwa z geodezji wyższej.

Czesław Kamela

**Dr Edward Janczewski, Geofizyka cz. I.** Nakładem Sekcji Wydawniczej Bratniej Pomocy Studentów Akademii Górniczo-Hutniczej, Kraków 1948, str. 185, wykonanych na powielaczu. Cena w księgarniach w Warszawie 1090 zł.

Podręcznik obejmuje jedynie wstęp do geofizyki stosowanej, a mianowicie geofizykę ogólną i to jej pierwszą część tj. geodezję fizyczną. W krótkości podręcznik omawia:

1. Postać ziemi, Rys historyczny badań kształtu i wymiarów bryły ziemskiej z podaniem danych dla elipsoidy Bessel'a i Hayford'a.
2. Wyznaczenie figury ziemi z pomiarów siły ciężkości. Autor podaje ogólne pojęcie geoidy (w miejsce przyjętych nazw elipsoida, sferoida, geoida itd, autor używa nazw elipsoid, sferoid, geoid — co moim zdaniem jest niesłuszne) oraz średniego poziomu morza — o samym zaś wyznaczeniu i stosowanych metodach autor nie wspomina.
3. Potencjał siły przyciągania. Wzór na potencjał masy pewnego obszaru, równanie Laplace'a i Poisson'a.
4. Potencjał siły ciężkości. Wyprowadzono funkcję siły ciężkości i jej składowych i wartość przyspieszenia ziemskiego  $g$ .
5. Twierdzenie Clairaut'a. Wyprowadzono w prostej i rozszerzonej formie twierdzenie Clairaut'a.
6. Twierdzenie Stokes'a, zostało ujęte tylko w formie opisowej.
7. Geofizyczne znaczenie drugich pochodnych potencjału siły ciężkości. Omówiono znaczenie drugich pochodnych jako przystosowanie do teorii wagi skreń.
8. Poprawki obserwowanej siły ciężkości. Omówiono tutaj poprawkę topograficzną, poprawkę Faye'a (wolno-powietrzną) i poprawkę Bourgueria.
9. Izostazja. Podano tu hipotezy Pratt'a i Airy'ego.
10. Redukcje izostatyczne. Formuły według Pratt-Hayford'a, Airy-Heiskanen'a oraz Vening-Meinerz'a (ostatnie tylko opisowo).
11. Normalne wartości siły ciężkości. Podano tutaj historyczne formuły na normalną wartość przyspieszenia ziemskiego, łącznie z formułą przyjętą przez Międzynarodową Unię Geodezyjno-Geofizyczną.
12. Anomalie siły ciężkości. Przedstawiono anomalie wolno-powietrzną Bouguer'a i izostatyczną.
13. Twierdzenie Bruns'a. Wyprowadzono tzw. formułę Bruns'a na odstęp geoidy  $N$  od powierzchni odniesienia.
14. Siła ciężkości na geoidzie i na sferoidzie odniesienia. Wychodząc z formuły całkowitej Stokes'a został przeanalizowany wpływ anomalii na undulację geoidy oraz rozkład anomalii według różnych autorów.
15. Przyczyny anomalii grametrycznych według badań Smoluchowskiego, Darwin'a, H. Jeffreys'a i innych.
16. Wzory dla obliczeń przyciągania mas podziemnych. Formuły dla prostopadłościaków, ciał dwuwymiarowych (wyprowadzono pojęcie potencjału logarytmicznego), walca poziomego, stopnia pionowego i pochylego i innych ciał dwuwymiarowych.

17. Interpretacja anomalii grawimetrycznych. Interpretacja oraz w formie opisowej graficzne metody interpretacji grawimetrycznych anomalii.
18. Absolutne wyznaczenie natężenia ciężkości. Metoda wahadłowa (absolutna) wyznaczenia przyspieszenia ziemskiego.
19. Odchylenie pionu. Wyprowadzono formuły na składowe odchylenie pionu oraz podano opisowo metodę Horrebow-Talcotta wyznaczenia szerokości geograficznej (astronomicznej) na punktach Laplace'a (oraz dalej długość i azymut astronom.) wraz z analizą, odnośnie Stanów Zjednoczonych, obliczenia geoidy odniesienia na podstawie izostatycznie zredukowanych odchylen pionu, następnie podano pojęcie niwelacji astronomicznej.
20. Gęstość ziemi. Omówiono tutaj sposoby wyznaczania stałej grawitacyjnej  $k$ , wyznaczenie średniej gęstości ziemi z twierdzeniem Clairaut'a, dalej różne historyczne teorie gęstości ziemi oraz gęstość ziemi według badań seismicznych, kończąc na ostatnich badaniach Jeffreys'a i Beufield'a (podano tabelkę gęstości i przyspieszenia ziemskiego jako funkcje odległości od środka ziemi).
21. Przyptywy i odpływy, podano w formie tylko opisowej.
22. Siły zewnętrzne. Uwzględniono wpływ działania księżycy.
23. Statyczna teoria przyptywów podaje przyptyw księżycowy i słoneczny — ujęte liczbowo.
24. Okresy zjawisk przyptywowych.
25. Przyptywy ziemskie.

Z omówionego materiału widzimy, że dr. Jan-czewski godnie przejmując tradycję po śp. Profesorze Rudzkim z U.J. w Krakowie, Jedyńm życzeniem byłoby, by całość ukazała się jak najspieszniej i była ilustrowana rysunkami i wykresami, których w cz. I Geofizyki brak. Sądząc po I części, całość geofizyki będzie obejmowała takich części około 8—10-ciu i godnie zastąpiłaby po 40-letniej służbie „Fizykę ziemi“ prof. Rudzkiego. Odnośnie samej geofizyki stosowanej byłoby pożądane aby autor jak najwcześniej dostarczył dla polskich studentów i inżynierów geodezji, geologii, geofizyki, górnictwa itd. dobrego podręcznika w miejsce „Geophysical Exploration“ Heiland'a (z 1940 r.), względnie Jakosky'ego (z 1940 r.) lub w języku niemieckim O. Meisser'a „Praktische Geophysik“ z r. 1943.

W istniejącym już wydaniu skryptowym należałoby uzgodnić słownictwo, wykazujące pewne braki oraz omówić szerszej teorii potencjału, podać ją w ujęciu wektorowym. Drobnych nieścisłości nie będę tutaj wymieniał — przy dalszej korekcie sam autor usunie je niewątpliwie. Polskiemu studentowi i inżynierowi geodezji zalecam zapoznanie się z tą książką, jako uzupełniającą częściowo studium geodezji dynamicznej (fizycznej).

Czesław Kamela

Antoni Opolski — Atlas astronomiczny. Państwowe Zakłady Wydawnictw Szkolnych. Warszawa 1948. Format A4, str. 56, map 20. Cena 280 zł.

Atlas przeznaczony jest zasadniczo do użytku liceów ogólnokształcących i zawodowych, i jako taki został zatwierdzony przez Ministerstwo Oświaty. Jednak może on spełnić znaczne szerszą rolę dla wszystkich miłośników astronomii, jako „krótki przewodnik po niebie“, lub „pierwszy krok ku znajomości gwiazd“. W związku z tym Atlas powinien być bardzo pożyteczną pomocą dla studentów wydziałów geodezyjnych politechnik, w ich pierwszym zetknięciu się z astronomią praktyczną.

Na 15-u stronach tekstu poprzedzającego mapy znajdzie czytelnik krótkie, a obrazowe wyjaśnienie takich pojęć, jak wielkość gwiazdy, jasność widoma

i rzeczywista, ruch radialny i styczny itp. Omówiony jest również ruch pozorny sklepienia niebieskiego i widoczność gwiazd w naszych szerokościach.

Właściwy atlas składa się z 20-u mapek wycinków nieba widzianego w Polsce, zawierających gwiazdy widzialne gołym okiem, nawet przy słabych warunkach atmosferycznych (do 5-tej wielkości). Przy każdej mapie podane są zasadnicze informacje co do poszczególnych gwiazd, mianowicie: wielkość gwiazdowa, odległość w latach światła, temperatura, jasność rzeczywista w stosunku do słońca, średnica gwiazdy w stosunku do słońca, szybkość całkowita w km/sek, szybkość radialna i styczna. Przy niektórych gwiazdach podane są dodatkowe informacje, np. gwiazda zaćmieniowa, system podwójny, system wielokrotny itp. Skorowidz map umieszczony na wstępie ułatwia korzystanie z atlasu.

Szkoda, że autor nie umieścił jednej mapki ogólnej, w mniejszej skali, zawierającej cały obszar nieba widzianego w naszych szerokościach; ułatwiłoby to orientację wśród konstelacji, które podzielone zostały przez ramki sekcji. Poza tym wypadłoby podać rzut, w jakim odwzorowane zostały mapy.

K. Br.

#### NOWE MATERIAŁY OPTYCZNE

Numer 5 Brytyjskich Wiadomości Naukowych (British Science News) przynosi artykuł profesora fizyki W. D. Wright o niektórych pracach badawczych, prowadzonych na Wydziale Fizyki w Imperialnej Szkole Wiedzy i Technologii. Na Sekcji Optyki Technicznej podjęte zostały pod kierownictwem prof. L. C. Martina, ścisłe badania w dwóch kierunkach: odnośnie teorii powstawania obrazów, jak projektowania układów optycznych, przy zastosowaniu nowych materiałów optycznych, jakie mogą być obecnie użyte. Część tej pracy wykonywana jest przy współpracy Brytyjskiego Towarzystwa Badania Instrumentów Naukowych (British Scientific Instrument Research Association) i jest szczególnie ważną na skutek odkrytych właściwości, jakie te nowe materiały posiadają. N. p. niektóre związki alkaliczne wytwarzane syntetycznie wykazują wybitną jednorodność i nadają się do produkcji pryzmatów i soczewek wysokiej klasy. W wielu wypadkach dyspersja chromatyczna i współczynnik załamania tych materiałów są wybitnie różne od tychże współczynników dla szkła. Nowe układy ze składowymi szkła i nowych materiałów mogą umożliwić produkcję soczewek różnych typów, o niezwyklej poprawności aberacji. Produkcja tych nowych materiałów otwiera szeroką dziedzinę, która musi być zbadana teoretycznie, zanim będzie można wykorzystywać w pełni użyteczne właściwości tych materiałów

K. Br.

## „ JOURNAL „ DES GEOMETRES EXPERTS ET TOPOGRAPHES FRANCAIS

Nr 9, Wrzesień 1948 r.

1. Kronika Zawodowa. a) Stały komitet F.I.G. w Sztokholmie.  
b) Miejska służba pomiarowa. — Marché.
2. Poligonizacja paralaktyczna. — Hrabyna.
3. Kronika sfałszowana.
4. Kontrola obrotu ziemią w Australii. — Landry.
5. Porady. Wartość nieruchomości. — Paul Sans.
6. Kronika młodych. Młodzi przed nieznanym. — Solinot.

7. Historia graniczników. — de Martonne.
8. Wiadomości różne.
9. Przegląd książek i pism.
10. Prawo i prawodawstwo.

Nr 10. Październik 1948 r.

1. Kronika zawodowa. Koordynacja pomiarów o dużej skali. — René Danger.
2. Wyrównanie europejskich sieci geodezyjnych jako całości. — Tardi.
3. Parcelacja. — Ségur.
4. Komentarze do rozporządzenia prefekta.
5. Porady. — R. D.
6. Kronika młodych.
7. Wiadomości różne.
8. Przegląd książek i pism.
9. Prawo i prawodawstwo. Kataster. Nowe rozporządzenia.

SCHWEIZERISCHE ZEITSCHRIFT FÜR

## VERMESSUNG UND KULTURTECHNIK

Nr 10 z 12 października 1948.

H. Kasper. Działanie niebezpiecznych przecięć lukowych przy wzajemnej orientacji.

F. Burri. Dienne wahania igły magnetycznej przy topografii i ciągu busolowym.

Autor podaje wykresy dziennych wahań igły dla wszystkich miesięcy i objaśnia sposób ich stosowania.

Dpl. Inż. Th. Muranyi. Nowoczesne stosowanie arytmetru w geodezji i fotogrametrii.

Początek artykułu (ciąg dalszy zapowiedziany) podaje wzory i liczbowe przykłady rozwiązane arytmetrem przy transformacji układów współrzędnych.

A. Ansermet. Z powodu pewnej dyskusji.

Dodatkowe argumenty, przemawiające za metodą Dr. Brandenbergera przy wzajemnej orientacji.

28 konferencja związkowych i kantonalnych urzędników miernictwa 1948.

Konferencja ta odbyła się w dniach 26—28 sierpnia. Wygłoszone referaty: „Ustalenie czasu trwania pomiarów hipotecznych w poszczególnych kantonach i w Związku“, „Służba miernicza w kantonie Berne“, „Scalenie działek budowlanych“ i „Regulacja wód Jurajskich“.

Umowa zbiorowa między władzami państwowymi i kantonowymi a szwajcarskim związkiem mierniczych w sprawie nowego ustalenia dodatków drożności.

Nowe dyplomy mierniczych hipotecznych.

Biuletyn magnetyczny za miesiąc sierpień 1948.

Nr. 11 z 9 listopada 1948.

Dpl. Inż. Th. Muranyi. Nowoczesne stosowanie arytmetru w geodezji i fotogrametrii.

Ciąg dalszy artykułu podaje wzory i liczbowe przykłady rozwiązane arytmetrem do obliczenia współrzędnych punktów, zdjętych za pomocą rzędnych i odciętych, wcięcia wprzód, obliczeń odległości i wcięcia wstecz.

Walne zgromadzenie Szwajcarskiego Związku Mierniczych i Techników Melioracji w Tessin 9 i 10 października 1948. C. F. Baeschlin.

E. Bachman. Protokół 14-tej konferencji prezesów z 8.X.1948 w Locarno. Omawiano między innymi organizację międzynarodowego kongresu mierniczych, który ma się odbyć w dniach 23 — 27 sierpnia 1949 r. w Lozannie.

Rezolucja.

Walne zgromadzenie Szw. Zw. Miern. i Techn. Melior. z 9.X.1948 ogłasza rezolucję, skierowaną do

Szw. Rady Szkolnej i Związkowego Departamentu Spraw Wewnętrznych w sprawie reformy studiów mierniczych na politechnice w Lozannie. Rezolucja ta ze zdziwieniem przyjmuje wiadomość o dokonanej reformie studiów i wyraża ubolewanie, że nie zostały uwzględnione wnioski Związku oraz stwierdzając, że reforma studiów to przede wszystkim kwestia programu a nie ilości semestrów, prosi o poddanie powtórnej rozprawie tego zagadnienia.

Rozważania do umowy zbiorowej z 19.VIII.1948 r. w sprawie nowego ustalenia dodatków drożności przy pomiarach hipotecznych i dalsze postanowienia Biura Kontroli Cen.

Umowa zbiorowa z 19.VIII.1948 r. między delegatami Departamentu Sprawiedliwości i policji (dyrektorem pomiarów katastralnych), kantonowymi władzami katastralnymi i Szw. Zw. Miern. i Melior. w sprawie ustalenia dodatków drożności.

Szw. Towarzystwo Fotogrametryczne zaprasza na jesienne zgromadzenie 1948 r., które odbędzie się 20.XI. w Brnie Szw.

Bibliografia.

Biuletyn magnetyczny za wrzesień 1948.

Inż. W. Chojnicki

## TIJDSCHRIFT

VOOR

## KADASTER

EN

## LANDMEETKUNDE

Październik 1948 r.

Miernictwo:

Maksymalna długość ciągu poligonowego W. Baarda. Graficzne wyrównanie punktu określonego za pomocą wcięć — D. de Groot.

Przegląd książek i pism.

Prawo i Administracja:

Organizacja katastru w Curacao — J. Polman.

Reorganizacja katastru — Mgr J. H. Jonas.

Przegląd pism.

Wiadomości różne.

## ZEMĚMĚŘICKÝ OBZOR



Nr 9 wrzesień 1948 r.

Inż. Dr Karel Zubek — Uprószczone obliczenie współrzędnych punktu, zamierzonego metodą rzędnych i odciętych na obrany kierunek, zamierzony metodą biegunową.

Prof. Ing. Dr Josef Bohm — Nowinki miernicze z Italii.

Przegląd wydawnictw.

Kronika.

# Geodetski list

Nr. 5—6 maj — czerwiec 1948 r.

artykuł wstępny „Prof. **Nikolaj Abakumov** nowy członek Jugosłowiańskiej Akademii Nauk“.

Prof. N. Abakumov rozpoczął swe prace naukowe w obserwatoriach Pulkowa a potem w Paryżu. Po przybyciu do Jugosławii wstępuje na służbę do Wojskowego Instytutu Geograficznego w Beogradzie, gdzie wyróżnia się opracowaniem problemów strzelania artyleryjskiego na duże odległości oraz studiami nad odwzorowaniem Gauss-Krügera. W 1927 r. zostaje profesorem katedry geodezji na Politechnice w Zagrzebiu. Przez szereg lat swej niestrudzonej pracy naukowej wydał przeszło 40 dzieł. Z jego prac wyróżniają się badania i prace nad określeniem szerokości i długości geograficznej oraz badanie przyczyn różnych błędów, jak również badania wyników pomiarów baz drutami Jaederina. Prof. N. Abakumov poza pracami naukowymi brał zawsze czynny udział w życiu zawodowym i społecznym.

Inż. Zdenko Tomaszegović — Czy istnieje możliwość bezpośredniego określania rzędnych i odciętych w ciągach poligonowych? Autor na tle postępu w budowie nowoczesnych przyrządów mierniczych, a w szczególności teodolitów Wild'a i Kerna analizuje możliwość bezpośredniego określania przyrządów współrzędnych i wykorzystanie tych możliwości do pomiaru szczegółów. Na wstępie autor objaśnia zasady działania klinów optycznych w różnych układach, a następnie zastosowanie różnych systemów klinów optycznych do określania przyrządów współrzędnych. W zakończeniu autor opisuje metody teodolitem przy zastosowaniu specjalnych łań dalmierzczyczych pozwalających na bezpośrednie określenie odciętej i rzędnej spostrzeganego punktu.

Prof. **Nikolaj Abakumov** i Dr inż. **Nikola Czubranic** — Pomiar podstawy (bazy) miasta Zagrzebia. — Autorzy opisują pomiar sieci bazowej triangulacji m. Zagrzebia wykonany w 1947 r., wyrównanie uzyskanych spostrzeżeń i końcowe wyniki. Dla określenia długości podstawowego boku sieci triangulacyjnej Zagrzeb — Brezovica zastosowano sieć bazową rombiczną, przy czym drugą przekątną był bok Grmošćica — Š. Klara. Zastosowano tu ciekawe rozwiązanie pomiaru bazy łamanej, długości dwóch odcinków bazy wyniosły I—II = 1698.88340 m oraz II—III = 1171.62258 m. Jednoczesne wyrównanie sieci bazowej oparto na 12 warunkach figur, 7 — horyzontu, 1 — bazy i 1 boku podstawowego.

Pomiary kątowe dokonano metodą Szreibera.

Logarytm boku Zagrzeb — Brezovica wyniósł 4.0466605.6. Średni błąd mierzzonego w sześciu seriach kierunku wyniósł  $\pm 1''7759$ . Średni błąd określonego boku  $ds = \pm 0.106$  m.

Inż. **Mato Janković** — Podstawy sieci regulacyjnej i ważniejsze zadania na wyznaczenie linii regulacyjnych.

Autor na wstępie opisuje udział mierniczego w pracach planowania przestrzennego. Skolei zastanawia się nad przydatnością do projektowania dawnych planów katastralnych w skali 1:2880 podkreślając konieczność założenia osnowy geodezyjnej, dla umożliwienia opracowań realizacyjnych.

Podobnie rozważa przydatność fotoplanów. W obu przypadkach konieczne są dodatkowe prace tachymetryczne.

Skolei autor rozważa problemy wyznaczenia projektu na gruncie podając szereg rozwiązań na ob-

liczenie danych regulacyjnych na prostej i na łukach, oraz rachunek elementów wytyczenia osi: kanałów, przewodów wodociagowych itp.

Geom. **Dane Vukovojac** — Miernictwo — jako czynnik w rozwoju i budowie miast.

Na wstępie artykułu krótkie streszczenie historii powstawania i rozwoju miast Jugosławii. W dalszym ciągu autor omawia znaczenie planu zagospodarowania przestrzennego dla rozwoju i budowy osiedli, omawiając udział mierniczego w jego powstawaniu i realizacji. W zakończeniu artykułu następuje szczególne wyliczenie i opisanie prac mierniczych przy regulacji i budowie miast oraz stwierdzenie, że prace miernicze, poczynając od pierwszych map — podkładów, leżą na wstępie do rozwiązywania różnych zagadnień technicznych, związanych z regulacją i budową miast, oraz ich realizacją na terenie“.

Inż. **S. Cimerman** — Składowe norm prac mierniczych. Prace miernicze dzielimy na dwie zasadnicze grupy; w polu i w biurze. W dalszym ciągu wpływ na kształtowanie się norm pracy mierniczej będą miały następujące czynniki. a) praca wykonana przez pojedynczego technika, b) — przez zespół, c) — przez przedsiębiorstwo jako całość. Określenie norm prac polowych następcza bardzo wiele trudności ze względu na różnorodność warunków pracy niezależnych od wykonawcy i rodzaju pracy. Należy tu uwzględnić różnice zależne od: rodzaju terenu, warunków atmosferycznych, nieprodukcyjnie przebytego kilometrażu oraz innych trudności. Autor jest zdania, że dla rozpracowania tego trudnego zadania niezbędne będzie przeprowadzenie chronometrażu. Przy pracach chronometrażowych pomocne będą spostrzeżenia meteorologiczne: opadów, temperatury i siły wiatru. Ocena rodzaju terenu i jego charakterystyka powinna być dokonana na podstawie komisyjnych oględzin. Nieprodukcyjnie przebytego kilometrażu to dojsięcie i powrót z pracy, jest to problem dojazdu i podwód.

Wobec trudności w ustaleniu ścisłych norm prac polowych należałoby dopuścić tolerancję w granicach plus — minus 5%.

Geod. **Ivan Krajciger** — Rektyfikacja niwelatora.

Autor rozpatruje szczególnie przypadek rektyfikacji niwelatora o stałej lunecie oraz poziomicy (libelli) osadzonej na stałe. Warunek równoległości osi optycznej lunety z osią główną poziomicy, gdy narzędzie nie posiada śruby elewacyjnej, wymaga, zdaniem autora, dokładnego określenia wysokości niwelatora. Błąd w określeniu tej wysokości pociąga za sobą błąd w rektyfikacji narzędzia. Dużą dokładność osiągniemy przy użyciu następującego sposobu i wzoru. Najpierw niwelacja ze środka określamy różnicę wysokości dwóch łań ustawionych od siebie o 50 m., a następnie ustawiamy niwelator poza łańami tak ażeby odległość od jednej łąty była około 10 m. drugiej — 60 m (co uniezależnia nas od wpływu refrakcji oraz krzywizny ziemi) i dokonujemy odczytów na obu łańach.

Otrzymamy następujące dane:

D — odległość pomiędzy łańami

d — odległość narzędzia od łąty bliższej,

D+d — odległość narzędzia od łąty dalszej,

p — odczyt na łącie bliższej przy narzędziu nie-  
rektyfikowanym,

K — odczyt na łącie dalszej, przy założeniu jak  
wyżej,

S — różnica wysokości pomiędzy punktami, na  
których są ustawione łąty,

m — odczyt na łącie bliższej jaki powinniśmy  
otrzymać, gdyby oś optyczna lunety była  
równoległa do osi poziomicy,

n — odpowiedni odczyt na łacie dalszej.  
Wielkości m i n otrzymujemy ze wzorów

$$n = \frac{(D+d) \cdot (p-s) - dk}{D}; \quad m = \frac{p(D+d) - d(k+s)}{D}$$

Ażeby otrzymać odczyty n i m z obu łat należy dokonać odpowiedniego przesunięcia krzyża nitek. Czynność tę należy powtórzyć celem sprawdzenia dokonanej rektyfikacji narzędzia.

W przypadku gdy niwelator posiada śrubę elewacyjną nie należy jej ruszać, to jest warunek konieczny.

W warunkach laboratoryjnych używać należy zamiast łat dwóch skal, z podziałem milimetrycznym, osadzonych odpowiednio na murze w pewnym odstępie od siebie. Jedna ze skal powinna posiadać przyrząd pozwalający przesuwając ją w płaszczyźnie pionowej. Rektyfikowany niwelator ustawiamy jak przy niwelacji „ze środka“, kierujemy lunetę na skalę umocowaną na stałe dokonując odczytu. Następnie kierujemy lunetę na skalę drugą (ruchomą) i doprowadzamy przy pomocy śruby mikrometrycznej skali wartość tego odczytu do wartości odczytu na skali poprzedniej. Wówczas mamy spełniony warunek  $m=n$  podczas gdy w przypadku poprzednim  $n=m+s$ . Końcowy wzór wówczas się upraszcza i po przedstawieniu niwelatora poza obie skale i dokonaniu odczytów jak poprzednio p oraz k, obliczamy  $m=n$  ze wzoru:

$$m = n = \frac{p(D+d) - d \cdot k}{D}$$

Wartości D i d otrzymujemy z dalmierza lub lepiej z pomiaru bezpośredniego taśmą mierniczą.

Inż. M. Janković — Niższa Geodezja prof. inż. Milana Dražica.

Recenzja o książce prof. inż. Milana Dražica, która wzbogaciła literaturę mierniczą w Jugosławii. Dzieło potraktowane obszernie ma służyć dla celów nauki na studiach akademickich oraz dla dalszego pogłębiania znajomości miernictwa u zawodowców.

Wiadomości różne.

Z prawodawstwa.

Wiadomości z różnych republik związkowych.

Mgr Inż. W. Barański.

Osterreichische Zeitschrift

## Vermessungswesen

NR. 1 i 2 — SIERPIEŃ 1948 R.

Prof. Dr E. Doležal — Słowo wstępne.

Po dziesięcioletniej przerwie, zapczątkowanej wypadkami 1938 r., Österreichische Zeitschrift für Vermessungswesen rozpoczyna swój 36-ty rok istnienia. Czasopismo wydawane jest przez stowarzyszenie Österreichischer Verein für Vermessungswesen (Austriacki Związek Miernictwa), pod redakcją Prof. Dr E. Doležala; jest ono jednocześnie oficjalnym organem urzędu Bundesmat für Eich- und Vermessungswesen (Urząd Miar i Miernictwa), oraz Austriackiej Komisji dla Międzynarodowych Pomiarów Ziemi i Austriackiego Towarzystwa Fotogrametrycznego. Cele i zadania czasopisma pozostają niezmiennione, a da się streścić w rozpowszechnianiu zagadnień miernictwa ze szczególnym uwzględnieniem praktyki, w dostarczaniu artykułów fachowych ze wszystkich dziedzin miernictwa, w publikowaniu życiorysów wy-

bitnych geodetów i w omawianiu wszelkich nowości literatury geodezyjnej.

Inż. dypl. Karl Lege — Prezes Inż. dypl. Alfred Gromann i rozwój Urzędu Miar i Miernictwa pod jego kierownictwem w latach 1921 — 1938.

Publikacja Urzędu Miar i Miernictwa omawia powstanie urzędu i życiorys jego pierwszego prezesa, a następnie daje przegląd prac wykonywanych przez ten urząd w nast. dziedzinach:

a) metrologia;

b) prace geodezyjno-astronomiczne i geofizyczne, niwelacja precyzyjna i prace laboratorium instrumentów geodezyjnych i czasomierzowych;

c) triangulacja;

d) kataster, pomiar granic państwa i pomiary dla celów technicznych;

e) prace nad uaktualnieniem katastru gruntowego;

f) terro- i aerofotogrametria;

g) reambulacja i aktualizacja map topograficznych;

h) publikacje Urzędu Miar i Miernictwa.

Prof. Dr Adalbert Prey — Wyznaczenie odchyłek pionu bez wyrównywania sieci.

Jest to krótki artykuł, omawiający nowe możliwości wyrównania astronomiczno-geodezyjnego. Poniżej podajemy tłumaczenie tego artykułu.

Obliczenia triangulacyjne rozpoczynają się wyrównaniem stacyjnym, którego zadaniem jest dostarczenie najlepszych danych, jakie dadzą się osiągnąć z materiału obserwacyjnego. Z kolei następuje wyrównanie sieci, polegające na wyznaczeniu poprawek, które muszą wejść do rezultatów wyrównania stacyjnego tak, aby zostały spełnione warunki sieci (równania kątów i równania boków), przez co oczywiście wyniki wyrównania stacyjnego zostaną „zepsute“.

Wyrównanie sieci daje nam sieć wolną od rozbieżności („usztynioną“), którą rozwijamy na elipsoidzie odniesienia. Wychodząc następnie od punktu przyłożenia, przy pomocy przeniesień geodezyjnych, uzyskujemy dla każdego punktu sieci współrzędne geograficzne na elipsoidzie odniesienia, oraz kierunki boków trójkątów. Jeżeli współrzędne te porównamy z wynikami obserwacji astronomicznych, wykonanych na wierzchołkach trójkątów, to odkryjemy różnice, które określane są jako odchyłki pionu. Wielkości tych odchyłek kształtują się częściowo zupełnie nieregularnie, częściowo zaś — narastają w sposób ciągły, pochodząc od punktu przyłożenia. Tę ostatnią część odchyłek można spróbować zlikwidować, zmieniając odpowiednio wymiary elipsoidy odniesienia. Zakładając, że tego dokonaliśmy, wyobraźmy sobie teraz sieć naszą rozwiniętą na tej nowej elipsoidzie. Koniecznym wówczas będzie powtórzenie jeszcze raz całego wyrównania sieci na nowej elipsoidzie. Po tym wyrównaniu otrzymamy sieć znów wolną od rozbieżności („usztynioną“); w sieci tej współrzędne geodezyjne muszą zgadzać się z astronomicznymi przynajmniej „w sposób przeciętny“.

Ponieważ jednak nowa elipsoidalna powinna być lepszą t. zn. lepiej dopasowaną do geoidy, niż poprzednia, a kąty mierzone były wprost na geoidzie, wobec tego kąty, po dwukrotnym poprawianiu, muszą być bliższe ich pierwotnym wartościom, t. j. wartościom uzyskanym z wyrównania stacyjnego. Ponieważ dalej długości boków przy wyrównaniu sieci otrzymują wyrazy dopiero drugiego rzędu, w związku z tym wracamy znów do sieci w jej pierwotnej formie.

Wydaje się więc, że wyrównanie sieci jest nie tylko zbędne, ale nawet szkodliwe i że lepiej byłoby je zupełnie zaniechać, gdyż w przeciwnym razie rozbieżność między współrzędnymi astronomicznymi i geodezyjnymi pozostaje utrzymywana.

W czasach Gauss'a było się upoważnionym do podejmowania tego rodzaju wyrównania, gdyż wówczas przypuszczano, że istnieje elipsoida, która wystarczy może dla całej ziemi i że wszelkie rozbieżności mają swe źródło w błędach obserwacji. Dziś jednak wiadomym jest, że elipsoida taka nie istnieje, a zatem rozbieżności te w większej swej części są realne, muszą więc być wyznaczone, a nie mogą być „wyredukowane“.

Z różnic współrzędnych astronomicznych i z długości i kierunku boków trójkątów można obliczyć krzywiznę trójkąta, oraz wyznaczyć undulację geoidy („Versuch eines astronomischen Nivellements ohne Netzausgleich“ — tegoż autora).

Można więc wszystkie punkty przedstawić jako punkty załamania poligonu; również wprowadzenie elipsoidy odniesienia może być bardzo dogodne.

Ważnym warunkiem stosowania tej metody jest założenie punktów astronomicznych na możliwie największej ilości punktów triangulacyjnych.

Oczywiście dokładność czterech miejsc dziesiętnych sekundy łuku nie może być osiągnięta i zresztą dokładność taka jest zbędna. Dokładności takiej wymagało zjawisko gromadzenia się błędów, które przy bieżącej kontroli za pomocą punktów astronomicznych w ogóle nie ma miejsca.

Josef Krames — Wzrost dokładności orientacji wzajemnej zdjęć lotniczych na podstawie wprowadzenia nieuwzględnianych dotychczas równań warunkowych

Podstawowe równanie błędów. „Powierzchnie niepomiedzy wielkościami orientacji.

„bezpieczne“ i „przeźrenie niebezpieczne“. Niezgodność orientacji optyczno-mechanicznej. Ważne właściwości ruchów orientacji dwóch pęków promieni. Zależność pomiędzy wielkościami orientacji występująca w przypadku normalnych. Granice stosowania nowych związków. Porównanie z badaniami przeprowadzonymi przez R. Finsterwaldera i E. Gottharda. Obliczenie średniego błędu orientacji na podstawie równań warunkowych. Konieczne uzupełnienia metody optyczno-mechanicznej i instrumentów.

Wiadomości bibliograficzne.

Wiadomości bieżące.

K. Br.

## IL GEOMETRA ITALIANO

Nr. 1 styczeń, 1948 r.

Attilio Pinzauti. — Prawo do pracy.

Umberto Piccolo. — Obrona pracy i pracownika.

Odoardo Fantini. — Techniczna szkoła jutra.

Urbano Urbani. — O złych obyczajach.

Pietro Porcinai. — Mierniczy a urbanistyka.

Maranca Francesco. — Perspektywa w nauce topografii.

Komunikaty Stowarzyszenia Mierniczych.

Problemy rczwiązane i do rczwiązania.

Wydawnictwa nadesłane.

Wiadomości.

Nr. 2/3 luty — marzec.

Attilio Pinzauti. — Granice i kompetencje pracy mierniczego.

Borsi — Chiasserini — Koenig. — Wymagania odnośnie wyposażenia domu.

Mario Rota. — Przekształcenie elementów topograficznych przez przesunięcie początku układu współrzędnych z pominięciem przewyżki sferycznej.

Luigi Pessicne. — Własność nieruchoma i odbudowa domów.

Licurgo Ferrari. — Kompetencje rzeczoznawców od gradobicia.

Capacasa-Rota. — Żądanie przeniesienia katastru. Problemy do rczwiązania.

Prawo dotyczące serwitutów.

Wiadomości.

Nr. 4/5 kwiecień — maj.

Attilio Pinzauti. — Przeciwno empiryzmowi.

Borsi — Chiasserini — Koenig. — Ośrodek przygotowawczy: szkoła wiejska (tłumaczenie z Le Corbusier).

Mario Crosta. — Praktyka budowlana.

Giorgio Fusi. — Drogi rozwojowe architektury.

Urbano Urbani. — Prace topograficzne w taryfje zawodowej mierniczych.

Prawo o spólnocie własności.

Komunikaty.

Wiadomości.

Wydawnictwa nadesłane.

Nr. 6 czerwiec.

Piero Bargellini. — Architektura seryjna?

Attilio Pinzauti. — Dyskusje rodzinne (na temat zawodu mierniczego).

Odoardo Fantini. — Budownictwo popularne a średnia zagęszczenia na izbę.

Cesare Norzi. — Malarstwo dekoracyjne.

C. B. Ornea. — Szkoła i zawód.

Ezio Galimberti. — Trwałość wcięć murowanych.

Wydawnictwa nadesłane.

Wiadomości.

Nr. 7/8 lipiec — sierpień

Attilio Pinzauti. — Rozmowy z mierniczymi.

Umberto Piccoli. — Dyscyplina, opieka i organizacja transportów samochodowych.

Attilio Pinzauti — Umberto Piccoli. — Polemika między architektem a mierniczym.

Agostino Benedetti. — Na temat konkursów.

Giuseppe Parmeggiano. — Zagadnienia odbudowy.

Legislacja techniczna.

Wydawnictwa nadesłane.

## Wiadomości bieżące

### WIADOMOŚCI Z ZARZĄDU GŁÓWNEGO ZMRP

W okresie października i listopada br., następującego zagadnienia, wśród innych mniej ważnych, były przedmiotem prac Zarządu Głównego ZMRP.

Na posiedzeniu Zarządu Głównego ZMRP odbytym dnia 27 września br. uchwalono przystąpienie ZMRP do Naczelnej Organizacji Technicznej,

z dniem 1.10.1948 r. Uchwała ta jest konsekwencją i wykonaniem postanowienia ostatniego Walnego Zgromadzenia Delegatów ZMRP. Postanowienie to będzie podane do zatwierdzającej wiadomości najbliższemu Walnemu Zgromadzeniu Delegatów, które będzie miało za zadanie przystosowanie statutu naszego Związku do ramowego statutu stowarzyszeń, należących do N.O.T. Niewątpliwie Walne Zgro-

madzenie Delegatów, podobnie jak to uczynił Zarząd Główny, zrozumie istotne interesy całości zawodu mierniczego i konieczność oparcia się o N. O. T., naczelną reprezentację polskiego świata technicznego, w której nie może nas zabraknąć.

Ponieważ Walny Zjazd Delegatów N. O. T.-u odbędzie się w marcu 1949 r., a w kwietniu projektowany jest Kongres Techniczny, przeto nasze stowarzyszenie musi zorganizować Walne Zgromadzenie Delegatów ZMRP już w lutym, aby mogło być prawnocnie reprezentowane we władzach Naczelnej Organizacji Technicznej. Można żywić nadzieję, że w N. O. T. znajdziemy orędownika naszych spraw na szerszej płaszczyźnie, jak również, że zajmiemy wewnątrz organizacji poważną pozycję, dzięki aktywności naszego zawodu i ilości stowarzyszonych w ZMRP członków. Związek nasz jednoczy obecnie wraz z mierniczymi górniczymi około 1500 osób, czym nie wiele stowarzyszeń może się poszczycić.

W pracy korespondencyjnego kursu dla praktyków mierniczych, prowadzonego przez Zarząd Główny, nastąpiła pewna zwłoka, która jednak w niczym nie zmienia zakresu programu. Zwłoka ta wynika na skutek przewlekającego się formalnego uzgodnienia programu i zasad kursu z Ministerstwem Oświaty. W połowie października nastąpiło uzgodnienie zasad kursu, co obecnie pozwala na dalsze wysyłanie skryptów. Ponieważ egzamin z zakresu 3-letniego Liceum Mierniczego odbędzie się na wiosnę 1949 r., zwłoka, która miała miejsce, nie powinna wpłynąć na przygotowanie się uczestników kursu. Tym bardziej że równocześnie kończy się sezon prac polowych, nie sprzyjający nauce.

W związku z napływającymi zapytaniami i nowymi zgłoszeniami, Zarząd Główny komunikuje, że zgłoszenia na kurs nadal przyjmuje, na następujących warunkach:

1. Posiadanie wykształcenia ogólnego 6-ciu klas gimnazjum dawnego typu (t. zw. mała matura) lub równorzędnego.
2. Posiadanie co najmniej 5-ciu lat praktyki zawodowej w charakterze technika mierniczego.
3. Formalne zgłoszenie na kurs i wpłacenie na konto czekowe Zarządu Głównego ZMRP w P. K. O. Nr. I-1799 kwoty 2 tys. zł., na poczet opłaty, której pełna wysokość wyniesie od 5 do 6 tys. zł., zależnie od kosztów własnych. Dla kandydatów spełniających warunek 1 i 2 — świadectwo ukończenia kursu upoważnia do składania egzaminu dojrzałości dla eksternów, z zakresu 3-letniego liceum mierniczego przed Państwową Komisją Egzaminacyjną, powołaną przez władze szkolne.

W końcu października delegacja Zarządu Głównego została przyjęta w Ministerstwie Rolnictwa i Reform Rolnych, celem zapoznania się z programem prac pomiarowo-urzędniowych Ministerstwa do końca br. i na 1949 r.

W dziedzinie regulacji gruntów na Ziemiach Odzyskanych nie są przewidziane poważniejsze zmiany ani co do rozmiarów tej akcji, ani co do sposobów jej wykonania.

Natomiast, ze względu na pewne trudności finansowe, oraz ze względu na konieczność pełnej realizacji programu regulacji na Ziemiach Odzyskanych, jako prac pierwszoplanowych, akcja scaleń gruntów na Ziemiach Starych ulegnie w roku 1949 zawieszeniu. Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych wydało już zarządzenie wstrzymania scaleń gruntów, po zakończeniu bieżących stadiów prac. Mierniczo- wie wykonujący te prace otrzymają wynagrodzenie za pracę wykonaną i mają obowiązek zwrócenia pobranej zaliczki. Odszkodowania za odwołanie zleceń

w stosunku do mierniczych przysięgłych nie są przewidziane, gdyż Ministerstwo nie uważa tych prac za odwołane a jedynie za czasowo zawieszane.

Program prac pomiarowo-urzędniowych Ministerstwa Rol. i Ref. Roln. na rok 1949 opiera się na budżecie ok. 1.200 mil. zł., co stanowi ok 85% budżetu tegorocznego. Ta niewielka obniżka była koniecznością, gdyż plan zeszłoroczny przekraczał nieco możliwości realizacyjne, a nadmierny popyt na prace miernicze powodował, że były one nieraz prowadzone przez personel bez pełnych kwalifikacji fachowych. Nieliczne wypadki wstrzymania w tym roku prac regulacyjnych, spowodowane były jedynie trudnościami finansowymi. W roku przyszłym prace te będą kontynuowane w dotychczasowych rozmiarach i na dotychczasowych zasadach. Ministerstwo pragnie jedynie obniżyć koszty wykonania prac o 10 — 15%. Wykonanie planu prac w roku 1949 projektuje się przede wszystkim personelem własnym M. R. i R. R. (mierniczych rządowych) dalej przy pomocy mającego powstać Państwowego Przedsiębiorstwa Mierniczego, mierniczych spółdzielni pracy, a w końcu niezrzeszonych mierniczych przysięgłych.

W zakresie starań w Ministerstwie Skarbu o określenie norm zyskowności dla zawodu mierniczego i innych postulatów według memoriału ZMRP, możemy stwierdzić, że posunęły się one nieco naprzód. Ministerstwo Skarbu przeprowadziło ekspertyzę ksiąg handlowych szeregu biur mierniczych, celem sprawdzenia jak w rzeczywistości przedstawia się dochodowość tych biur. Ponieważ ekspertyza ta potwierdza kalkulacje przedstawione Ministerstwu w naszym memoriale, można mieć nadzieję, że postulaty nasze zostaną uwzględnione.

W dziedzinie współpracy zawodowej z zagranicą, Zarząd Główny wyznaczył 10-ciu członków korespondentów dla Komisji Kongresowych Międzynarodowej Federacji Mierniczych. Lista ta przedstawia się następująco:

1. Słownictwo techniczne — kol. W. Sztompke.
2. Kataster — kol. M. Szymański.
3. Metody, instrumenty, fotogrametria — kol. M. Rogulski.
4. Urbanizm — kol. kol. prof. S. Kluźniak i T. Olechowski.
5. Rola mierniczego w odbudowie i reorganizacji struktury — kol. O. Grodzki.
6. Rola mierniczego w kartografii — kol. F. Piątkowski.
7. Szkolenie Zawodowe — kol. Wł. Barański.
9. Działalność zawodowa w dziedzinie taryf i poborów — kol. Br. Łącki.
10. Bibliografia — kol. J. Tymowski.

Kontakt z Czechosłowacją podtrzymany został przez kol. M. Malesińskiego jako przedstawiciela ZMRP z okazji jego wyjazdu do Czechosłowacji.

Przedstawiciel Zarządu Głównego ZMRP brał udział w debacie, Stowarzyszeń należących do NOT, nad potrzebą utworzenia Zakładów Wydawniczych Naczelnej Organizacji Technicznej. W wyniku debaty postanowiono utworzyć instytucję, któraby wzięła na siebie całokształt spraw wydawniczych pomocy naukowych technicznych. Instytuty Wydawnicze poszczególnych Stowarzyszeń zachowałyby prace redakcyjne.

Związek nasz opracował wniosek do Ministerstwa Pracy i Opieki Społecznej, przedstawiając trudności i bezcelowość ubezpieczenia robotników pomiarowych, pracujących dorywczo i krótkotrwale. Problem ten należałoby uregulować, gdyż robotnicy ci, przeważnie rolnicy lub mający inne źródła utrzymania w wypadku pracy przy pomiarach nieraz w przeciągu 3 — 5 dni i ubezpieczenia ich z tego



tytułu — nie mogą w tak krótkim czasie skorzystać z dobrodziejstw ubezpieczeń społecznych. Z drugiej zaś strony mierniczy wykonujący pomiary krótkotrwałe lub pomiary wydłużonych tras (pomiary podstawowe, podkłady aerofoto, rzeki, koleje, drogi i t. p.) zmuszony jest często zmieniać robotników, a obowiązany jest każdorazowo zgłaszać ich i wypisywać z Ubezpieczalni, prowadzić wykazy i wpłacać składki, co często przy jednoosobowym kierownictwie partii pomiarowej, powoduje kosztowne przerwy w pracy. We wniosku naszym zaprowadzono daleko idące uproszczenia tej procedury.

Na ostatnim posiedzeniu Zarządu Głównego ZMRP postanowiono opracować projekt taryfy opłat dla mierniczych przysięgłych za wszelkie drobne prace pomiarowe i czynności wynikające z dekretu o rozgraniczeniach oraz ustawy o podziale nieruchomości w miastach. Prezydium Zarządu Głównego opracowało zasady kosztorysowania tych prac i rozesłało do wszystkich Oddziałów Wojewódzkich ZMRP, Spółdzielni mierniczych, materiał instrukcyjny prosząc o wstępne opracowanie projektu taryfy.

Nawiązując do zlikwidowania trudności finansowych, wynikłych na skutek wstrzymania prac scaleniowych, Zarząd Główny ZMRP zaleca tym Kol. Kol. mierniczym przysięgłym, którym szczególnie dotkliwie da się odczuć proponowane rozliczenie z Urzędami Wojewódzkimi, jaknajszybsze złożenie do Działów Roln. i Reform Rolnych umotywowanych i zaopiniowanych przez Zarząd Oddziału ZMRP wniosków dotyczących proponowanego rozliczenia za prace.

Nadmienia się przy tym, że mogą być rozpatrywane tylko indywidualne wnioski. Nie będą pozytywnie załatwiane wnioski o wypłacenie odszkodowania, natomiast są pewne nadzieje na załatwienie wniosków o wstrzymanie zwrotu zaliczki w tych obiektach, które będą kontynuowane w roku przyszłym, o całkowite rozwiązanie umowy na warunkach dwustronnie uzgodnionych, o wypłatę należności za nieukończone stadia, o zwolnienie sum wpłaconych na Społ. Fund. Oszczędn. itp.

Odpis wniosku należy równocześnie przesłać do Zarządu Głównego ZMRP. (Odnosi się to tylko do członków ZMRP).

W dniu 25.11. b.r. przedstawiciele Zarządu Głównego ZMRP odbyli w Głównym Urzędzie Pomiarów Kraju konferencję, poświęconą problemom praktyków mierniczych. Władze miernicze są zdania, że problem praktyków mierniczych i ich uprawnień w zawodzie powinien być uregulowany zarówno w służbie państwowej, jak i w wolnym zawodzie. Ponieważ wkrótce wchodzi w życie nowa ustawa o państwowej służbie ogólnej (tzw. pragmatyka służbowa), zaistnieje możliwość i potrzeba określenia stanowisk, jakie w państwowej służbie mierniczej będą mogli zajmować praktycy. Określenie tych uprawnień nie będzie przeszkodą do osiągnięcia dalszych i wyższych stanowisk, w drodze egzaminów i przepracowanych lat służby.

Jeżeli chodzi o uregulowanie uprawnień praktyków mierniczych w wolnym zawodzie, to ze strony Głównego Urzędu Pomiarów Kraju wyrażony był pogląd, że sprawa ta jest rozważaną i należy przewidywać, że będzie dla sił pomocniczych pozytywnie załatwioną.

Na zakończenie konferencji J.M. Rektor E. Warchałowski uznał za konieczne przeprowadzenie ilościowej i jakościowej oceny i rejestracji wszystkich praktyków mierniczych w kraju.

Na mocy projektowanego zarządzenia Głównego Urzędu Pomiarów Kraju, praktycy będą mieli obowiązek dokonać rejestracji w Związku Mierniczych R.P.

Na tle uzyskanych w ten sposób materiałów statystycznych, Główny Urząd Pomiarów Kraju po weźmie ostateczne decyzje w omawianej sprawie.

Olgiard Grodzki

#### NOWE WYDAWNICTWA INSTYTUTU WYDAWNICZEGO Z. M. R. P.

##### 1. **Rachunek wyrównawczy według metody najmniejszych kwadratów** — dr inż. Jachimowski Stanisław.

Wydawnictwo to jest drugim wydaniem dziełka śp. dr. Jachimowskiego St., które ukazało się w r. 1939, a dzisiaj jest całkowicie wyczerpane. Jest ono encyklopedycznym ujęciem zasad rachunku wyrównania, zawiera najważniejsze wzory z rachunku wyrównania ilustrowane odpowiednimi przykładami. Jest zwięzłe i jasne. Niewątpliwie odda duże usługi uczącej się młodzieży, a napewno będzie pomocą dla mierniczych praktyków, ułatwiając im stosowanie ważniejszych wzorów.

##### 2. **Niwelacja i Tachimetria** — dr inż. Jachimowski Stanisław.

Książka jest drugim wydaniem skryptu tego samego autora, opracowanego na podstawie prowadzonych wykładów w liceum mierniczym. Rozdziały o nomogramach, suwaku tachimetrycznym i autotachimetrach (starego typu) zostały nieco skrócone. Dodano natomiast nast. działy: w opracowaniu inż. Pilińskiego Tadeusza: Niwelatory — opis i rektyfikacje. Niwelacja rzek. Niwelacja techniczna reperów oraz niwelacja ścisła. — W opracowaniu inż. Gadzińskiego Stefana: — Tyczenie tras i Autotachimetr Bossharda. Dzięki tym uzupełnieniom wydawnictwo daje pełniejszy zakres wiadomości z dziedziny niwelacji i tachimetrii.

Wydawnictwo zostało wykonane metodą fotolitograficzną, lecz należy podkreślić estetyczny jego wygląd.

Niewątpliwie, tak jak wydawnictwo pierwsze, wobec zupełnego wyczerpania podręczników szkolnych i z uwagi na duży poziom jaki przedstawia, odda korzyści zawodowi mierniczemu, a także i innym technicznym zawodom, które często stosują miernictwo.

#### SPROSTOWANIE

W zeszytach 7—8. lipiec—sierpień Przeglądu Geodezyjnego w rubryce „Doktoraty na Wydziale Geodezyjnym Politechniki Warszawskiej”, podano dwukrotnie nazwisko inż. Stefana Hausbrandta, opuszczając nazwisko mgr. Wiesława Opalskiego, któremu przyznano tytuł doktora nauk technicznych za rozprawę pod tytułem: „Wyznaczanie azymutu narzędziem przejściowym w wertykale przedmiotu ziemskiego i dyskusja wyników obserwacji własnych”.

# INŻ. ZBIGNIEW CZERSKI

Warszawa, ul. Widok Nr 26 (przy Marszałkowskiej) Telefon 8.33.70.

## SPRZĘT GEODEZYJNY:

Teodolity, Niwelatory, Łaty, Taśmy it.p.

H. WILD S. A. Generalne przedstawicielstwo na Polskę  
Instrumenty geodezyjne

HEERBRUGG (SZWAJCARIA)

ZAKŁADY OPTYCZNE I MECHANICZNE

# Z. MATYSZKIEWICZ

WARSZAWA – PRAGA, ul. Targowa 44 Telefon 10.76.33 Sklep–Wileńska 19.

Geodezja, optyka, mechanika precyzyjna

PRODUKCJA

NAPRAWY

SPRZEDAŻ

Posiadamy uprawnienia Urzędu Miar na wyrób i sprzedaż wszelkich narzędzi mierniczych które mogą być używane do mierzenia w obrocie publicznym

## PRENUMERATOROM I CZYTELNIKOM

SERDECZNE ŻYCZENIA

ŚWIĄTECZNE

I NOWOROCZNE

SKŁADA REDAKCJA

### WARUNKI PRENUMERATY:

Prenumerata roczna . . . . .	zł. 1440
Prenumerata półroczna . . . . .	„ 720
Cena pojedynczego numeru . . . . .	„ 120
Ceny zeszytów specjalnych są ustalane każdorazowo.	
Za zmianę adresu (znakami pocztowymi zł. 15).	

### CENY OGŁOSZEN

Za jedną stronę . . . . .	zł. 30.000
Za pół strony . . . . .	„ 16.000
Za ćwierć strony . . . . .	„ 9.000
Za jedną ósmą strony . . . . .	„ 5.000
Ogłoszenia drobne za 1 mm wiersza w szpalcie . . . . .	„ 100
Dopłaty	
Za 4 stronę okładki + 50%	
Za zamówione miejsce na innych stronach + 20%	
Rabaty: Ogłoszenia stałe - 20%	

Redakcja i Administracja czasopisma Warszawa, Mickiewicza 18 m. 13.

Drukarnia Nr. 2 Sp. Wyd. „Czytelnik” — Warszawa.

B-63680.

BIBLIOTEKA TECHNICZNA  
przy P. P. M. Oddział w Gdańsku  
Wrzeszów, ul. Gdynia

# W Y D A W N I C T W A

INSTYTUTU WYDAWNICZEGO ZWIĄZKU MIERNICZYCH R. P.

**Przegląd Geodezyjny** — Czasopismo poświęcone miernictwu i zagadnieniom z nim związanym.

## Planowanie terenów rolniczych i osiedli wiejskich

Zbiór 22 referatów z dziedziny planowania terenów rolniczych i przebudowy ustroju rolnego.

Stron 404 — Nakład wyczerpany.

## Przekształcenie struktury powierzchniowej miast

Zbiór 10 referatów z dziedziny przekształcenia struktury powierzchniowej miast i urbanistyki

Stron 410 — Cena 900 zł, dla członków ZMRP. — 700. —

## Zbiór przepisów o scalaniu gruntów

Opracował H. Maciejewski. Wydanie IV rozszerzone i uzupełnione

**Wydawca: Państwowy Instytut Wydawnictw Rolniczych.**

Nakład wykonano staraniem Instytutu Wydawniczego Z.M.R.P.

Zbiór przepisów o scalaniu gruntów bezpośrednio i pośrednio ze scaleniem gruntów związanych.

Stron 416 — Cena 1200 zł. dla członków ZMRP — 1000 zł.

## Postępowanie Regulacyjne na Ziemiach Odzyskanych

Opracowali Inż. Cz. Pąbrowski, inż. E. Nowosielski i mgr. M. Gruberska.

Zbiór przepisów dotyczących regulacji gruntów na Ziemiach Odzyskanych.

Stron 164—tekstu i 112 druków format duży (A 4).

Cena 1200 zł. dla członków ZMRP — 1000 zł.

## Rachunek wyrównawczy według metody najmniejszych kwadratów

Dr inż. Jachimowski Stanisław — wydanie drugie. Encyklopedyczne ujęcie rachunku wyrównania. Str. 152

## Niwelacja i Tachimetria

Dr inż. Jachimowski Stanisław — wydanie drugie rozszerzone i uzupełnione. Podręcznik z dziedziny niwelacji i tachimetrii dla liceów mierniczych.

Str. 160, format A-4.

### W druku

Tablice dwuskładnikowe do obliczania przyrostów współrzędnych prostokątnych płaskich — dr inż. Stefana Hausbrandta. Str. 96. Cena 2000 złotych.

**Druki techniczne** Druki schematyczne stosowane w pracach mierniczych (miejskie, scaleniowe i regulacyjne).

## SKŁAD GŁÓWNY:

INSTYTUT WYDAWNICZY ZMRP — Warszawa, ul. Mickiewicza 18 m. 13

366/15

24