przegląd GEODEZYJNY

mgr. Olejniczak Stanisław

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

Nr 11 WARSZAWA, LISTOPAD 1954 ROK X

OGŁOSZENIE

Począwszy od 13 kwietnia br. Dział Pomiarów Czasu Głównego Urzędu Miar nadaje w różnych porach dnia sygnały dokładnego czasu za pośrednictwem rozgłośni Polskiego Radia.

Sygnał czasu składa się z 6 krótkich znaków fonicznych, z których ostatni przypada na pełnej godzinie. Dokładność sygnałów wynosi kilka setnych sekundy.

Kierownik Działu Pomiarów Czasu GUM
(—) Mgr L. Zajdler

TREŚĆ ZESZYTU:

Str.

321 — **Osnowy geodezyjne przy pomiarach rolnych**
Mgr inż. Walery Federowski, mgr inż. Marian Frelek.

328 — **Budowa kominów**
Mgr inż. Bronisława Łącki, mgr inż. Hieronim Jurczyński.

332 — **Niwelacja hydrostatyczna**
Mgr inż. Jerzy Kutzner, mgr inż. Ferdynand Włoczewski.

335 — **Dalmierz systemu Heckmanna w zastosowaniu do poligonizacji technicznej i zdjęć busolowych**
Mgr inż. Zbigniew Łabecki.

Postęp Techniczny i Organizacyjny

338 — **Ewolucja techniczna niektórych pomysłów racjonalizatorskich**
Inż. Kazimierz Kowalewski.

Miscellanea

341 — **Geodeci w krzywym zwierciadle**
Mgr inż. Kazimierz Sawicki.

342 **Z życia organizacji i terenu**

348 **Wśród książek i wydawnictw**

351 **Biuletyn Geodezyjnego Instytutu Naukowo-Badawczego**

СОДЕРЖАНИЕ

— **Геодезические основы при сельскохозяйственных съемках** — инж. В. Федоровски и инж. М. Фрелек.

— **Геодезические работы при строительстве труб** — инж. Б. Лонцки и инж. Г. Юрчынски.

— **Гидростатическая нивелировка** — инж. Я. Кутцнэр и инж. Ф. Влочевски.

— **Дальномер системы Гекманна для применения при технической полигонизации и бусольной съемки** — инж. З. Лабенцки.

Технический и организационный прогресс

Техническая эволюция некоторых рационализаторских предложений — инж. К. Ковалевски.

Miscellanea

— **Геодезисты в кривом зеркале** — Савик.

Из организационной жизни. Среди книг и изданий. Бюллетень Геодезического Научно-Исследовательского Института.

SOMMAIRE

— **Réseaux géodesiques pour les mesurages agraires**
Ing. W. Fedorowski — ing. M. Frelek.

— **Travaux géodesiques pendant la construction des hautes cheminés**
Ing. B. Łącki — ing. H. Jurczyński.

— **Nivellement hydrostatique**
Ing. J. Kutzner — ing. F. Włoczewski.

— **Appareil système Heckmann pour la polygonation technique**
Ing. Z. Łabęcki.

Progrès technique et organisation

— **Evolution technique des certaines idées de rationalisation**
Ing. K. Kowalewski.

Miscellanea

— **Géomètres en caricature**
Sawik.

De l'organisation et du terrain

Parmis les livres et les journaux

Bulletin de l'Institut de Recherche Scientifique de Géodesie

CONTENTS

— **Geodetical Nets for Country Surveying**
W. Fedorowski Eng. — M. Frelek Eng.

— **Surveying for High Chimneys Construction**
B. Łącki Eng. — H. Jurczyński Eng.

— **Hydrostatic Levelling**
J. Kutzner Eng. — F. Włoczewski Eng.

— **Heckmann's System Apparatus for Technical Polygonation and Surveying with Compass**
Z. Łabęcki Eng.

Technical and Organisation Progress

— **Technical Evolution of Some Rationalizing Ideas**
K. Kowalewski Eng.

Miscellanea

— **Surveyors in Caricature**
Sawik

General Notes

Recent Publications

Bulletin of the Geodetic Research Institute

Wydawca: **Naczelna Organizacja Techniczna w Polsce.** Adres Redakcji i Administracji: Warszawa, Czackiego 3/5.
Komitet redakcyjny: Redaktor naczelny: inż. Janusz Tymowski.
Redaktorzy działów: inż. Marian Frelek, Bronisław Lipiński, Kazimierz Rżewski.
Sekretarz redakcji: Natalia Wilczyńska. **Redaktor techniczny NOT:** dr Jadwiga Włodek-Sanojca.

Nakład 2300 egz. Ark. wyd. 6,5. Ark. druk. 4. Papier druk. sat. kl. V, 60 g, 80×122/16
Oddano do skład. 23.IX.54 r. Podpisano do druku 12.XI.54 r. Druk ukończono 17.XI.54 r.
Drukarnia im. Rewolucji Październikowej, Warszawa. Zam. 1238c/54 5-B-20700

przegląd GEODEZYJNY

Czasopismo poświęcone miernictwu i zagadnieniom z nim związanym
Organ Główny Stowarzyszenia Naukowo – Technicznego Geodetów Polskich

Nr 11 WARSZAWA, LISTOPAD 1954 ROK X

Osnowy geodezyjne przy pomiarach rolnych

Mgr inż. W. Fedorowski
Mgr inż. M. Frelek

1. Rozważania wstępne

Zadaniem pomiarów rolnych jest dostarczenie odpowiedniego podkładu mapowego dla opracowania projektów urządzeniowo-rolnych, wyznaczenie ich na gruncie oraz prowadzenie stałej ewidencji gruntów dla celów planowania produkcji, wymiaru świadczeń państwowych, statystyki itp.

Przedmiotem natomiast urządzeń rolnych jest: wymiana gruntów dla zakładanych spółdzielni produkcyjnych, scalenie gruntów gospodarstw posiadających liczne działki użytków rolnych w niekorzystnej szachownicy z innymi gospodarstwami, regulacja gruntów gospodarstw powstałych z reformy rolnej i osadnictwa, organizacja terenów uspołecznionych gospodarstw rolnych (wydzielenie tak zwanych pól płodozmianowych w spółdzielniach produkcyjnych i PGR), sporządzanie planów zagospodarowania terenowego (przestrzennego) dla osiedli objętych pracami urządzeniowo-rolnymi oraz planów dla lokalizacji budynków w ośrodkach gospodarczych spółdzielni produkcyjnych, PGR i POM.

Przedmiotem zaś ewidencji gruntów jest: aktualizacja danych co do położenia gruntów (działek), ustalenie nazwy nieruchomości i osoby użytkownika (właściciela), powierzchni działki, powierzchni poszczególnych użytków gruntowych i klas gruntów w tych użytkach.

Urządzenia rolne wykonywane są zarówno na obszarach wiejskich, jak i miejskich objętych produkcją rolną. To samo dotyczy ewidencji gruntów. Toteż przedmiotem rozważań w tym referacie będą osnowy geodezyjne, zakładane dla pomiarów gruntów, objętych produkcją rolną, niezależnie od tego, czy znajdują się one w granicach gmin wiejskich, czy też w granicach administracyjnych miast. Wyłącza się natomiast obszary osiedlowe, pod którymi rozumiemy tereny w granicach zainwestowania osiedlowego. Dla tych obszarów, o ile wynoszą one więcej niż 25 ha, to jest, gdy tereny nawet małego osiedla tak są niekorzystnie ukształtowane, że zachodzi w pewnych przypadkach potrzeba założenia ciągów poligonowych dłuższych od 1 km, należy osnowy geodezyjne zakładać wg zasad ustalonych dla obszarów osiedlowych. Według zasad przyjętych dla obszarów osiedlowych należałoby zakładać osnowy geodezyjne również na terenach, znajdujących się w chwili obecnej pod produkcją rolną, dla których opracowane są perspektywiczne plany zagospodarowania przestrzennego, a które uznane są tymi planami za tereny zainwestowania osiedlowego, bądź gdy takich planów jeszcze nie ma, lecz istnieją podstawy i możliwości do określenia perspektywicznej granicy terenów zainwestowania osiedlowego.

W przypadkach, gdy mierzony obszar dla celów rolnych styka się z obszarem osiedlowym, wyżej scharakteryzowanym, dla osnów geodezyjnych w pracach rolnych należy: 1) przyjąć dane geodezyjne z osnów osiedlowych, gdy granica zainwestowania osiedlowego została już pomierzona lub 2) granice te pomierzyć z odpowiednią dla osnów osiedlowych dokładnością, gdy dotychczas pomiarem nie była objęta.

Rodzaje osnów geodezyjnych, zakładanych przy pomiarach rolnych, dokładności, metody ich pomiarów i wyrównania oraz sposoby utrwalenia punktów osnowy geodezyjnej — powinny być uzależnione od gospodarczo uzasadnionej dokładności przedstawienia sytuacji poziomej i wysokościowej na mapie, wielkości obszaru objętego pomiarami i przydatności wykonanej dokumentacji geodezyjnej, jako materiału kartograficznego dla sporządzenia mapy gospodarczej państwa i map topograficznych.

Z przedmiotu urządzeń rolnych i ewidencji gruntów, jeżeli chodzi o pomiary poziome (sytuacyjne), wynika, że podstawowym ich elementem jest p o w i e r z c h n i a: użytku gruntowego, konturu klasyfikacyjnego i powierzchnia ogólna mierzonego obszaru. A więc określenie niezbędnej z punktu widzenia gospodarczego dokładności dla ustalenia powierzchni, powinno być podstawą do wyboru metod pomiarowych, a ustalenie takiej dokładności dla powierzchni ogólnej — podstawą do określenia rodzaju osnowy geodezyjnej. Z punktu widzenia produkcji rolnej do pewnego stopnia obojętne jest jakie zniekształcenie ma obraz figury objętej pomiarem, zarówno w odniesieniu do całego obszaru, jak też poszczególnego użytku rolnego i konturu klasyfikacyjnego, natomiast ważne jest ile wynosi powierzchnia poszczególnych elementów terenu oraz jaka jest produktywność pojedynczych konturów gruntowych. Toteż nie popełnimy błędu gospodarczego, gdy poszczególne użytki rolne będziemy mierzyli z dokładnością do 1 metra, a położenie punktów na obwodnicy mierzonego obszaru określimy z dokładnością do $\pm 0{,}5$ metra, o ile to nie wpłynie zasadniczo na wielkość samej powierzchni zarówno elementu terenu mierzonego jak i wyznaczonego na gruncie na podstawie projektu urządzeniowo-rolnego.

2. Dokładność wyznaczenia powierzchni ogólnej obiektu w zależności od potrzeb gospodarczych.

Rozważania nasze prowadzimy w aspekcie rozwijającej się gospodarki socjalistycznej w rolnictwie, to jest zanikanie między indywidualnego władania, których położenie (punktów granicznych działek indywidualnego władania) powinno być dokładniej określone, co znowu musiałoby mieć swój wyraz w metodzie pomiarów i rodzaju założenia osnowy geodezyjnej.

Wprawdzie w wyniku socjalistycznej przebudowy wsi pozostaną na obszarach rolnych drobne działki w indywidualnym

użytkowaniu, to jest działki przyzagrodowe członków spółdzielni produkcyjnych, ale ze względu na urządzenia rolne i ewidencję gruntów interesuje nas tylko globalny obszar tych działek w gromadzie, czyli można by nie brać pod uwagę wpływu określenia ich położenia w terenie oraz ich powierzchni na samą dokładność pomiaru i rodzaj osnów. Ponadto będą one położone na terenach zainwestowania osiedlowego, dla których przyjmujemy inne metody pomiarowe (osnowy geodezyjne osiedlowe). Z uwagi jednak na to, że małe osiedla wiejskie, do 25 ha, traktujemy jednak jak obszary rolne — uwzględniamy w naszych rozumowaniach również wpływ określenia powierzchni działek przyzagrodowych na metody pomiarów i rodzaj osnowy geodezyjnej. Za najmniejszą powierzchnię przyjmujemy działkę o powierzchni 3000 m², zgodnie ze statutem spółdzielni produkcyjnej. (W małych osiedlach wiejskich działka przyzagrodowa w zasadzie będzie wydzielana w jednej obwodnicy).

Rozpatrzmy z kolei, z jaką dokładnością powinniśmy określać powierzchnie poszczególnych elementów terenowych, a szczególnie powierzchnie ogólne mierzonych obiektów, na podstawie których chcemy ustalić rodzaj osnowy geodezyjnej i metody pomiarów.

Powierzchnie poszczególnych użytków rolnych można by określić w zasadzie z dokładnością do $\pm 5\%$, gdyż z taką dokładnością ustala się wydajność z 1 ha użytków rolnych, przyjmując, że średnia z szeregu lat amplituda wahań w wielkości zbiorów z 1 ha, w tych samych warunkach gospodarczych, wynosi ponad 5%. Wahania te nie są zależne od woli człowieka, lecz tylko od zmienności warunków klimatycznych. Z taką dokładnością można by ustalać powierzchnie (na przykład projektowanych działek) z uwagi również na wyniki klasyfikacyjne, dla których średni błąd szacuje się również na $\pm 5\%$, chociaż praktycznie ze względu na możliwość popełnienia nieraz grubszych błędów, co jest uzasadnione ze względu na dużą plamistość gleb, niedostateczne uwzględnianie warunków wodnych itp. czynników wpływających na produktywność gleby, należałoby szacować średni błąd w klasyfikacji na $\pm 10\%$, czemu daje podstawę urzędowa tabela klas przyjmując podział poszczególnych użytków rolnych na 6 klas.

Uprawniałyby nas do ustalenia w takich granicach dokładności dla obliczanych powierzchni — również zasady projektowania wielkości pól płodozmianowych, dla których przyjmuje się tolerancję w wielkości tych pól na ± 5.

Przyjmujemy jednak tę dokładność za błąd maksymalny ustalenia powierzchni użytku gruntowego (działki), a wobec tego błąd średni powinien być trzykrotnie mniejszy, to jest około 1,5%—2%.

Z uwagi jednak na różne co do wielkości powierzchnie poszczególnych użytków rolnych i konturów klasyfikacyjnych, jakimi operujemy zarówno przy ich ustalaniu na podstawie wyników pomiaru, jak również przy projektowaniu nowych działek, przyjmujemy, że średni błąd dla działek (konturów użytków) o dużych powierzchniach może być zmniejszony do 1%, (obliczanie i projektowanie powierzchni z dokładnością względną 1/100), a dla małych powierzchni zwiększony do 3%, czyli do 1/33, co przy najmniejszych działkach, jakimi są minimalne powierzchnie działek przyzagrodowych (0,3 ha), wynosi 1 ar. Z tego względu projektujemy obliczać wszystkie powierzchnie z dokładnością do 1 ara, a nie jak dotychczas wg powszechnych przepisów o pomiarach kraju z dokładnością do 1 m².

Przejdźmy teraz do ustalenia dokładności dla ogólnej powierzchni mierzonego obszaru.

Dokładność tę ustalimy dla kilku typowych pod względem wielkości obszarów. Za górną granicę przyjmujemy powierzchnię zbliżoną do obszaru użytków rolnych w największej projektowanej — nowej gromadzie, to jest 3000 ha. Większe obszary — jednoczesnym pomiarem w zasadzie nie będą obejmowane. Za dolną granicę przyjmujemy 100 ha, to jest obszar, którego powierzchnia może być jeszcze obliczona z taką dokładnością, z jaką przewidujemy projektowanie działek większych, a więc z dokładnością $\pm 1\%$, a zarazem stanowiącą górną granicę dla obszarów, które mogą być pomierzone przy pomocy związku liniowego (najprostszego pomiaru).

Pomiędzy tymi wielkościami — uwzględniamy obiekty:

1) o powierzchni 1500 ha, jako przeciętnej powierzchni użytków rolnych w nowoprojektowanych gromadach,

2) o powierzchni 1000 ha, jako powierzchni w zasadzie minimalnej użytków rolnych w nowoprojektowanych gromadach,

3) o powierzchni 500 ha, jako powierzchni średniej dla dotychczasowych gromad, z którymi jeszcze przez czas dłuższy będziemy mieli do czynienia zarówno w pracach urządzeniowo-rolnych, jak i w związku z ewidencją gruntów.

Ogólne powierzchnie wymienionych obiektów powinny być obliczone z większą dokładnością niż przyjmujemy ją dla celów projektowania. Ze względów gospodarczych, dla celów praktycznych, wystarczyłoby, gdybyśmy poszczególne obszary podzielili na jednostki po 100 ha i w ten sposób określili powierzchnię mierzonego obszaru przy zastosowaniu najprostszych metod pomiarowych. Wtedy średnie błędy w powierzchniach ogólnych wynosiłyby dla:

obszaru 100 ha ± 1 ha, to jest $\pm 1\%$
500 ha $\pm 2{,}2$ ha, to jest $\pm 0{,}44\%$
1000 ha $\pm 3{,}1$ ha, to jest $\pm 0{,}31\%$
1500 ha $\pm 3{,}8$ ha, to jest $\pm 0{,}25\%$
3000 ha $\pm 5{,}5$ ha, to jest $\pm 0{,}18\%$

Dla uproszczenia rachunku ustalamy, że ze względów gospodarczych dostatecznie dokładnie określimy te powierzchnie, gdzie średni błąd nie przekroczy:

dla 100 ha $\pm 1{,}0\%$ czyli $\pm 1{,}0$ ha
„ 500 ha $\pm 0{,}6\%$ „ $\pm 3{,}0$ „
„ 1000 ha $\pm 0{,}4\%$ „ $\pm 4{,}0$ „
„ 1500 ha $\pm 0{,}3\%$ „ $\pm 4{,}5$ „
„ 3000 ha $\pm 0{,}2\%$ „ $\pm 6{,}0$ „

3. Wpływ dokładności pomiaru elementów osnowy geodezyjnej na obliczenie powierzchni ogólnej obiektu.

Zastanówmy się obecnie, jaki wpływ na ogólną powierzchnię obszaru będą miały pomiary poligonowe i jaką trzeba będzie uzyskać dokładność osnowy geodezyjnej, aby otrzymać założone dokładności obliczenia powierzchni ogólnej.

Oczywiście na błędy w powierzchni ogólnej obszaru będą miały wpływ — błędy pomiarów długościowych i kątowych w osnowie geodezyjnej. Sprawa uwzględnienia tych błędów jest teoretycznie dosyć skomplikowana, tym więcej, że zwykle warunki pomiaru długości boków i kątów w granicach naszego obszaru są różne, boki są niejednakowej długości, sam zaś obiekt ma rozmaite ukształtowanie.

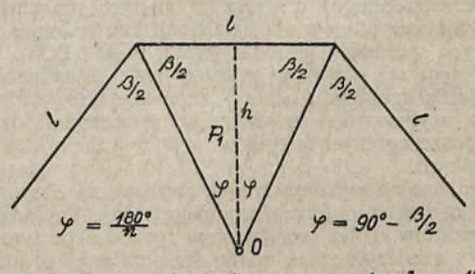
Dla uproszczenia uzasadnienia zakładamy najpierw, że obszar urządzeń jest foremnym, prawidłowym wielokątem, później dopiero wyprowadzimy i uwzględnimy wpływ wydłużenia osnowy geodezyjnej na dokładność obliczenia powierzchni ogólnej.

Powierzchnia wielokąta foremnego wynosi: (rys. 1)

$$P = {}^1/_4\, n l^2 \operatorname{ctg} \frac{180^\circ}{n} \qquad (1)$$

gdzie n — ilość wierzchołków (punktów poligonowych)
l — długość boku ciągu poligonowego (boku wielokąta)

$$P_1 = {}^1/_2\, l \cdot h = \frac{1}{2} l \cdot \frac{1}{2} l \operatorname{ctg} \varphi = \frac{1}{4} l^2 \operatorname{ctg} \frac{180^\circ}{n}$$



$P = {}^1/_2 lh = {}^1/_2 l \cdot {}^1/_2 l \cdot \operatorname{ctg} \varphi = {}^1/_4 l^2 \cdot \operatorname{ctg} \frac{180^\circ}{n}$

Rys. 1

Oznaczymy średni błąd w powierzchni ogólnej, powstały z powodu błędów pomiarów liniowych przez m_L, średni błąd powstały z powodu błędów pomiarów kątowych — przez m_K, zaś średni błąd ogólny w powierzchni obiektu przez m_p.

Na podstawie prawa przenoszenia się błędów — średni błąd ogólny wyniesie:

$$m_p^2 = m_L^2 + m_K^2 \qquad (2)$$

Zastanówmy się najpierw nad wpływami błędów liniowych i określmy błąd m_L

Zakładając znów dla uproszczenia, że każdy bok poligonu (wielokąta) został pomierzony ze średnim błędem m_l i że błędy długościowe i kątowe są wzajemnie niezależne — otrzymamy po

przekształceniu i zróżniczkowaniu względem zmiennej l wzoru (1) — średni błąd ogólnej powierzchni obiektu spowodowany błędami pomiaru długości boków.

$$P = {}^1/_4 \operatorname{ctg} \frac{180^\circ}{n} \left(l_1^2 + l_2^2 + l_3^3 + \ldots\ldots + l_n^2 \right)$$

$$dP = {}^1/_4 \operatorname{ctg} \frac{180^\circ}{n} \left(2l_1\, dl_1 + 2l_2\, dl_2 \ldots\ldots\ldots + 2l_n\, dl_n \right),$$

następnie przechodząc do błędów średnich:

$$m_L^2 = {}^1/_{16} \operatorname{ctg}^2 \frac{180^\circ}{n} \left(4l_1^2\, m_{l_1}^2 + 4l_2^2\, m_{l_2}^2 + \ldots. + 4l_n^2\, m_{l_n}^2 \right)$$

z uwagi że $l_1 = l_2 = \ldots\ldots l_n = l$., zaś $m_1 = m_{l_2} = m_{l_3} = m_{l_n} =$

$= m_l$, to $m_L^2 = {}^1/_4 \operatorname{ctg}^2 \frac{180^\circ}{n} nl^2\, m_l^2$

Skąd: $m_L = {}^1/_2 \operatorname{ctg} \frac{180^\circ}{n} l\sqrt{n}\, m_l$ (3)

Widzimy z tego wzoru, że wpływ błędów pomiaru długości boków na błąd powierzchni ogólnej obiektu jest wprost proporcjonalny do pierwiastka drugiego stopnia z ilości wierzchołków poligonu.

Dzieląc wyrażenie (3) przez (1) otrzymamy dla powierzchni ogólnej obiektu błąd względny, powstały pod wpływem błędów pomiarów długościowych.

$$\frac{m_L}{P} = \frac{2m_l}{l\sqrt{n}} \tag{4}$$

Po obliczeniu wpływu błędów pomiarów długościowych na błąd powierzchni ogólnej, określimy teraz również wpływ błędów pomiarów kątowych na błąd w powierzchni ogólnej.

W tym celu we wzorze (1) zamiast $\frac{180^\circ}{n}$ wstawimy wartość kąta wewnętrznego tego wielokąta:

wtedy $\frac{180^\circ}{n} = 90^\circ - \frac{\beta}{2}$

otrzymamy. $P = {}^1/_4 nl^2 \cdot \operatorname{tg} {}^\beta/_2$ (5)

Postępując analogicznie jak poprzednio: dla otrzymania błędu średniego w powierzchni przekształcamy i różniczkujemy względem zmiennej β wzór 5

$$P = {}^1/_4 l^2 \left(\operatorname{tg} \frac{\beta_1}{2} + \operatorname{tg} \frac{\beta_2}{2} + \ldots. + \operatorname{tg} \frac{\beta_n}{2} \right),$$

$$dP = {}^1/_4 l^2 \left(\frac{1}{\cos^2 \frac{\beta_1}{2}} d \to \frac{\beta_1}{2} + \frac{1}{\cos^2 \frac{\beta_2}{2}} d \frac{\beta_2}{2} + \ldots. + \right.$$

$$\left. + \frac{1}{\cos^2 \frac{\beta_n}{2}} d \frac{\beta_n}{2} \right)$$

zakładając, że $\beta_1 = \beta_2 = ... = \beta_n = \beta$ jak również — $m\,\beta_1 = m\,\beta_2 = \ldots. = m\,\beta_n = m_\beta$ oraz zamieniając średni błąd połowy kąta średnim błędem całego kąta, otrzymamy przechodząc do średnich błędów:

$$m_K^2 = {}^1/_{16} l^4 n \frac{1}{\cos^4 {}^\beta/_2} \cdot m_\beta^2$$

skąd

$$m_K = {}^1/_4 l^2 \sqrt{n} \cdot \frac{1}{\cos^2 {}^\beta/_2} \cdot m_\beta \tag{6}$$

lecz $\cos {}^\beta/_2 = \sin (90^\circ - {}^\beta/_2) = \sin \frac{180^\circ}{n}$

otrzymamy w końcu wzór na średni błąd powierzchni obiektu, powstały na skutek wpływu błędów pomiarów kątowych:

$$m_K = \frac{l^2 \sqrt{n}}{4 \sin^2 \frac{180^\circ}{n}} \cdot m_\beta \tag{7}$$

Dzieląc wzór (7) przez wzór (1) otrzymamy błąd względny powierzchni ogólnej obiektu, spowodowany błędami średnimi pomiarów kątowych:

$$\frac{m_K}{P} = \frac{2m_\beta}{\sqrt{n} \sin \cdot \frac{360^\circ}{n}} \tag{8}$$

Widzimy z tego wzoru, że błąd względny w powierzchni danego obiektu, powstały na skutek błędów pomiarów kątowych, nie zależy od wielkości obiektu, ponieważ od tego wzoru nie wchodzą wielkości długościowe.

Po wyznaczeniu poszczególnych średnich błędów i wstawieniu ich do wzoru (2) otrzymamy ogólny błąd średni powierzchni obiektu, spowodowany błędami pomiarów długościowych i kątowych:

$$m_P^2 = \left(\frac{1}{2} \operatorname{ctg} \frac{180^\circ}{n} l\sqrt{n} \cdot m_l \right)^2 + \left(\frac{l^2 \sqrt{n}}{4 \sin^2 \frac{180^\circ}{n}} \cdot m_\beta \right)^2 \tag{9}$$

zaś ogólny względny błąd w powierzchni obiektu w zależności od błędów pomiarów długościowych i kątowych (dla nas bardziej istotny) w formie ostatecznej:

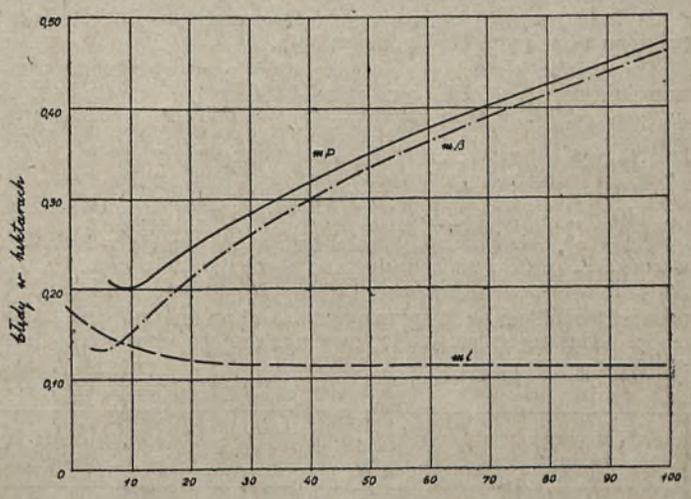
$$\frac{m_P}{P} = \frac{2\sqrt{\left(m_l \sin \frac{360^\circ}{n} \right)^2 + (m_\beta\, 1)^2}}{l\sqrt{n} \cdot \sin \frac{360^\circ}{n}} \tag{10}$$

m_β wyrażamy przy obliczeniach w mierze analitycznej:

$m_\beta = m'_\beta \sin 1'$, znaczenie m_l i $m\beta$ przyjmujemy w zależności od założonych dokładności naszych pomiarów.

A. W. Maslow w swojej książce „Geodeziczeskije raboty pri ziemleustroitielnom projektorivanii" podaje wykres i tabele błędów w powierzchniach obiektów o kształcie foremnych wielokątów, w zależności od błędów pomiarów długościowych i kątowych oraz ilości boków poligonu, wyliczone na podstawie wyżej przytoczonych wzorów dla różnych m_l i m_β.

Wykres (rys. 2) przedstawia wpływ błędów pomiarów długościowych i kątowych na zwiększanie się błędów określenia powierzchni ogólnej obiektu o obszarze 1000 ha — w zależności od powiększania ilości boków poligonu obejmującego ten obiekt.



Rys. 2.

Na podstawie tych danych dochodzimy do wniosków:

1) Wpływ błędów pomiarów długościowych na błąd powierzchni ogólnej obiektu bardzo mało zmienia się ze zmianą ilości boków poligonu.

2) Wpływ błędów pomiarów kątowych znacznie zwiększa się przy powiększeniu ilości boków poligonu.

3) Błąd względny w powierzchni, spowodowany wpływem błędów pomiarów kątowych, nie zależy od wielkości obszaru.

4) Błąd w powierzchni zwiększa się z powiększeniem ilości boków i w głównej mierze na poczet błędów pomiarów kątowych.

W ten sposób przedstawiałby się wpływ błędów długościowych i kątowych na ogólną powierzchnię mierzonego obiektu wówczas, kiedy obiekt ten ma kształt foremnego wielokąta. W przypadku,

kiedy obiekt jest wydłużony — Masłow w dalszej części swej książki podaje tabelkę współczynników zwiększających błędy w powierzchni.

Współczynniki te oblicza się ze wzoru:
dla błędów spowodowanych pomiarami liniowymi:

$$\frac{m_L'}{m_L} = \sqrt{\frac{k+1}{2\sqrt{k}}} \qquad (11)$$

dla błędów spowodowanych pomiarami kątowymi:

$$\frac{m_K'}{m_K} = \frac{1+k^2}{2k} \qquad (12)$$

gdzie m_L' — średni błąd w powierzchni obiektu wydłużonego spowodowany błędami pomiarów liniowych

m_K' — średni błąd w powierzchni obiektu wydłużonego spowodowany błędami pomiarów kątowych

Stosunek boków figury 1 : k	Błąd powierzchni ogólnej zwiększa się z powodu błędów pomiarów	
	długościowych	kątowych
1 : 1	1,00 razy	1,00 razy
1 : 2	1,03 „	1,25 „
1 : 3	1,07 „	1,67 „
1 : 4	1,12 „	2,12 „
1 : 5	1,16 „	2,60 „
1 : 10	1,32 „	5,05 „
1 : 20	1,53 „	10,00 „

Widzimy więc, że zwiększenie błędów w powierzchni ze zwiększeniem wydłużenia obiektu, jest nieznaczne, kiedy ten błąd spowodowany jest błędami pomiarów długościowych, natomiast wpływ wydłużenia obiektu jest znaczny dla błędów spowodowanych błędami pomiarów kątowych. W głównej więc mierze błąd w ogólnej powierzchni obiektu przy zwiększeniu jego wydłużenia, a tym samym osnowy geodezyjnej, zwiększa się na poczet wpływów błędów pomiarów kątowych.

Chcąc zatem praktycznie zastosować powyższe wywody dla przykładu naszych obszarów podanych poprzednio: maksymalnych, przeciętnych itd. musimy wiedzieć:

1) ilość punktów poligonowych, 2) przeciętna długość boku poligonu i 3) średni błąd pomiaru kąta.

Przyjmując te obiekty jako foremne wielokąty otrzymamy przy założeniu przeciętnej długości boku — 200 m:

dla 3000 ha	obwód	19,4	km	promień	3,1	km	ilość boków	100
„ 1550 „	„	13,7	„	„	2,2	„ „	„	70
„ 1000 „	„	11,2	„	„	1,8	„ „	„	56
„ 500 „	„	7,9	„	„	1,3	„ „	„	40
„ 100 „	„	3,6	„	„	0,5	„ „	„	18

Zakładając, że pomiar długości boków odbywa się w średnich warunkach terenowych z dokładnością obecnie stosowaną dla terenów rolnych oraz dokładność pomiaru wynosi $m_\beta = 0{,}5$ (to jest pomiar teodolitem jednominutowym), otrzymamy na podstawie tablic, podawanych przez Masłowa następujące wartości błędów średnich:

Przechodząc następnie do obiektów urządzeń rolnych w kształcie figur wydłużonych i przyjmując nawet najbardziej niekorzystny stosunek wydłużenia (rzadko spotykany) jak 1 : 5 — otrzymamy następujące wartości błędów, które w porównaniu z poprzednimi wzrosną o współczynnik 1,16 — dla błędów spowodowanych błędami pomiarów długościowych i o współczynnik 2,60 — dla błędów spowodowanych błędami pomiarów kątowych.

Obszar obiektu	m_L	m_K	m_P	Błąd względny
100 ha	0,024	0,052	0,057	1 : 1755
500 ha	0,077	0,382	0,390	1 : 1282
1000 ha	0,130	0,887	0,900	1 : 1111
1500 ha	0,174	1,482	1,490	1 : 1007
3000 ha	0,291	3,606	3,610	1 : 831

Reasumując nasze wywody widzimy, że w żadnym przypadku, nawet gdybyśmy przyjęli najbardziej niekorzystne ukształtowanie obiektu urządzeń rolnych — wpływ błędów pomiarów długościowych i kątowych na błąd powierzchni ogólnej będzie poniżej założonego i tak na przykład dla obiektu największego otrzymamy błąd względny 1 : 831, założony 1 : 500.

Idąc dalej — na podstawie wyżej przytoczonych tablic można stwierdzić, że stosując pomiar kątowy z błędem średnim $\pm 1'$ (to znaczy teodolitem o dokładności odczytu poniżej 1') otrzymamy następujące wyniki:

dla obszaru 3000 ha: $m_P = \pm 2.80$ ha, $\frac{m_P}{P} = 1 : 1070$ dla wydłużenia 1 : 5 będzie $m_P = \pm 7{,}28$ ha, $\frac{m_P}{P} = 1 : 412$.

A więc dopiero przy tej dokładności i to w przypadku rażącego wydłużenia, błędy pomiarów liniowych i kątowych powodują błąd powierzchniowy, który przekracza nasze założenia.

Na marginesie tych wywodów należy podać, że przy obliczaniu powierzchni ze współrzędnych, gdy dla uproszczenia i ułatwienia obliczenia zaokrąglimy wartości obu współrzędnych do 1 m, otrzymamy następujące średnie błędy powierzchni (z Masłowa)

dla obszaru	100 ha	m_P	$= \pm 0{,}41$	ha	$\frac{m_P}{P} = 1 : 2435$
„ „	500 „	„	$= \pm 0{,}092$	„	„ $= 1 : 5440$
„ „	1000 „	„	$= \pm 0{,}130$	„	„ $= 1 : 7680$
„ „	1500 „	„	$= \pm 0{,}157$	„	„ $= 1 : 9554$
„ „	3000 „	„	$= \pm 0{,}220$	„	„ $= 1 : 13637$

Porównując te wyniki z błędami powierzchni, jakie są spowodowane błędami pomiarów długościowych i kątowych widzimy, że są małe (w szczególności przy dużych powierzchniach), tak że możemy śmiało stosować wyżej podane ułatwienia.

Wyżej przytoczone obliczenia dotyczą wpływu błędów pomiarów długościowych i kątowych osnowy geodezyjnej, założonej wzdłuż granicy zewnętrznej naszego obiektu, jako ciągu zamkniętego (obwodnica), nie nawiązanego do osnowy geodezyjnej wyższego rzędu.

Zatem dla celów czysto gospodarczych (produkcji rolnej) w zupełności wystarczą wyżej podane metody pomiarów tj. założenie obwodnicy, pomiar długości boków taśmą stalową o długości 20 m oraz pomiar kątów teodolitem jednominutowym.

Obszar obiektu	m_L	m_K	m_P	$\frac{m_P}{P}$	Dokładności założone	
					absolutne	względne
100 ha	0,021 ha	0,020 ha	0,029 ha	1 : 3448	$\pm$ 1,0 ha	1 : 100
500 ha	0,066 ha	0,147 ha	0,167 ha	1 : 3086	$\pm$ 3,0 ha	1 : 167
1000 ha	0,112 ha	0,341 ha	0,359 ha	1 : 2800	$\pm$ 4,0 ha	1 : 250
1500 ha	0,150 ha	0,570 ha	0,590 ha	1 : 2542	$\pm$ 4,5 ha	1 : 333
3000 ha	0,251 ha	1,387 ha	1,410 ha	1 : 2130	$\pm$ 6,0 ha	1 : 500

Założona w ten sposób na obwodnicy obiektu urządzeń rolnych osnowa geodezyjna, pozwoli w sposób zupełnie wystarczający obliczyć powierzchnię ogólną tego obszaru, a tym samym zwiększyć znacznie założone dokładności obliczeń poszczególnych elementów wewnętrznej sytuacji jak: użytków gruntowych, klas glebowych, pól płodozmianowych, działek przyzagrodowych itp. powierzchni, które z zasady określamy na mapie za pomocą planimetru.

---

[1]) Doświadczenia radzieckie, przeprowadzone przez katedrę geodezji Moskiewskiego Instytutu Inżynierów Urządzeń Rolnych, wykazują, że przybliżone wielkości średnich błędów dla poszczególnych działań zdjęcia metodą poligonową, które na mapie powodują następnie ogólny błąd położenia punktu sytuacyjnego o wielkości $\pm$ 0,25 mm — wynoszą:

1. błąd średni położenia podstawowych punktów osnowy geodez. $\pm$ 0,03 mm
2. „ „ położenia punktu ciągu poligonowego (sytuacyjnego) $\pm$ 0,16 mm
3. „ „ zdjęcia punktu sytuacji metodą domiarów $\pm$ 0,10 mm
4. „ „ naniesienia punktów osnowy na mapę $\pm$ 0,12 mm
5. „ „ naniesienia punktu sytuacji na mapę $\pm$ 0,10 mm
6. „ „ wykreślenia punktu sytuacyjnego na mapie $\pm$ 0,08 mm

Jednak z reguły będziemy zakładali również i ciągi związkowe i wyrównywali cały ten system ciągów poligonowych osnowy geodezyjnej w wyniku czego zmniejszą się średnie błędy pomiarów długościowych (m_l) i kątowych (m_β), co równocześnie pociągnie za sobą też zmniejszenie się błędu średniego obliczenia powierzchni ogólnej obiektu.

Założone ciągi związkowe nie tylko dadzą nam możność stworzenia mocnej podstawy dla wyznaczenia na gruncie projektu urządzeń rolnych czy innych zamierzeń gospodarczych, lecz równocześnie na tak dużym obszarze ułatwią założenie osnowy pomiarowej (ciągów sytuacyjnych), w oparciu o które można będzie dokonać pomiaru sytuacji terenowej z błędem nie większym niż ± 1 m .

4. Ustalenie dokładności pomiaru i rodzaje osnowy geodezyjnej

Z uwagi na powyższe, należy zastanowić się obecnie nad wpływem błędów pomiarów długości i kątów na błędy podłużne i poprzeczne ciągu, a tym samym na średni błąd położenia punktu osnowy geodezyjnej oraz w związku z tym na dopuszczalną długość ciągu poligonowego.

Jednym z celów pomiarów rolnych, jak już zaznaczyliśmy poprzednio, jest sporządzenie podkładu mapowego, który następnie służy za podstawę do wszelkich zabiegów związanych z pracami urządzeniowo-rolnymi, planowania terenowego i ewidencji gruntów. Mapa więc powinna w sposób dość wyraźny dać obraz graficzny wszystkich tych elementów terenu, z jakimi w swoich pracach będziemy mieli do czynienia, równocześnie znowu nie tracąc na przejrzystości powinna być sporządzona w takiej skali, aby przeciętny obszar urządzeń rolnych (1000—1500 ha) mógł się zmieścić na jednym arkuszu papieru rysunkowego, formatu A_1 względnie A_0, a to w celu łatwiejszego projektowania urządzeń rolnych.

Najbardziej odpowiednią skalą, przydatną do wszelkich prac urządzeniowo-rolnych i możliwą jeszcze do graficznego przedstawienia elementów terenu — jest skala 1 : 5000.

Skala powyższa w zupełności zabezpiecza nam założoną na wstępie dokładność ($\pm 1{,}0$ m czyli $\pm 0{,}2$ mm na mapie) przedstawienia na mapie dowolnego punktu sytuacyjnego, jak również graficznego określenia z tą samą dokładnością niezbędnych danych geodezyjnych (miar, ewentualnie kątów) do wyznaczenia na gruncie wszelkich zamierzeń gospodarczych (pól płodozmianowych, dróg, działek przyzagrodowych itp.). Jeżeli założymy, że dowolny punkt sytuacyjny na mapie, który został zdjęty na osnowę geodezyjną, obarczony jest błędem średnim około $\pm 0{,}75$ m, powstałym na skutek błędów: zdjęcia tego punktu w terenie, naniesienia punktów osnowy na mapę, naniesienia na mapę samego punktu sytuacyjnego oraz wykreślenia tegoż — to błąd średni m_p położenia punktu osnowy geodezyjnej powstały w wyniku błędów pomiarów liniowych i kątowych — wyniósłby:

$$m_p = \pm\sqrt{1{,}0 - 0{,}75^2} = 0{,}66 \text{ m} \quad ^{1)} \qquad (12a)$$

Do naszych rozważań przyjmiemy jako najbardziej prawdopodobną wartość średniego błędu położenia punktu osnowy geodezyjnej:

równą $\pm 0{,}50$ m

Błąd położenia tego punktu jest funkcją błędu podłużnego i poprzecznego ciągu poligonowego i wyraża się wzorem:

$$m_p = \sqrt{m_1^2 + m_2^2}\text{ , gdzie} \qquad (13)$$

m_1 — błąd podłużny ciągu, m_2 — błąd poprzeczny ciągu. Błąd ten będzie zależny od długości ciągu poligonowego i dokładności pomiarów elementów tego ciągu (długości i kątów).

W celu określenia maksymalnych względnie przeciętnych długości ciągów, z jakimi możemy się spotkać przy pracach rolnych, wróćmy do typowych obszarów ustalanych już poprzednio i rozpatrzmy założenie osnowy geodezyjnej dla największego obiektu to jest 3000 ha.

Z góry można założyć, że pomiary rolne będą odbywały się przeważnie w terenach otwartych, umożliwiających łatwe zakładanie osnowy geodezyjnej (wzdłuż dróg, miedz, rzek, na łąkach itp.) tak pod względem jej kształtu jak i długości ciągu.

Również z uwagi na charakter samej pracy, która nie jest obszarowo ciągła, lecz wymaga przeważnie zakładania osnów geodezyjnych w oderwaniu jednej od drugiej, w dostosowaniu do potrzeb, wynikających z planu robót — osnowy te będą stanowiły systemy lokalnych sieci poligonowych.

Poprzednio podano, że najbardziej korzystny kształt obszaru, największej przyszłej gromady — będzie to wielobok o obwodzie około 20 km i odległości od środka obiektu — 3 km, względnie przy kształcie wydłużonym — prostokąt o wymiarach 5×6 km (bardziej zbliżony do kształtu korzystnego), następnie $4 \times 7{,}5$ km względnie 3×10 km jako już bardziej krańcowy.

Zresztą uchwała Rady Państwa i Rady Ministrów z dnia 24.II.1954 r. dotycząca utworzenia nowych gromad w § 5 podaje między innymi, że siedziba gromadzkiej rady narodowej, powinna mieścić się w jednej z większych miejscowości położonej najbardziej **centralnie,** o najdogodniejszych połączeniach komunikacyjnych z pozostałymi wsiami gromady, nie przekraczających odległości **3 do 5 km.** Przeprowadzimy najpierw rozważania nad niezależną osnową geodezyjną — poligonizacją techniczną, wyrównywaną metodą punktów węzłowych. Dopiero później ustalimy, czy z uwagi na otrzymane dokładności zajdzie potrzeba dowiązania tej osnowy do istniejących punktów państwowej sieci triangulacyjnej, względnie oparcia jej o niezależną lokalną sieć triangulacyjną.

Podane wyżej wymiary i kształty mierzonych obiektów umożliwiają założenie takiego systemu ciągów poligonowych głównych, położonych na obwodnicy oraz związkowych, w którym to systemie punkt główny będzie mógł być obrany w centrum obiektu mierzonego. Poszczególne punkty węzłowe, położone na obwodnicy obszaru, będą mogły być też tak obrane, aby cały system sieci został podzielony na mniej więcej jednakowe co do długości ciągi poligonowe.

Praktycznie rzecz biorąc — maksymalne długości ciągów w żadnym przypadku nie przekroczą granicy 3 do 3,75 km. Dla takiej właśnie granicznej wielkości przeanalizujemy wpływ błędów pomiaru kątów i boków na błąd położenia punktu poligonowego najpierw w ciągu otwartym, później zaś w ciągu zamkniętym.

Błąd podłużny ciągu otwartego oblicza się ze wzoru:

$$m_l = m_l\sqrt{n} \qquad (14)$$

zaś błąd poprzeczny:

$$m_2 = m_\beta\, l\,\sqrt{\frac{n(n+1)(2n+1)}{6}} \qquad (15)$$

gdzie m_l — średni błąd pomiaru długości,
m_β — średni błąd pomiaru kąta
l — średnia długość boku poligonowego,
n — ilość boków poligonowych.

Ilość boków	Średn. długość ciągu m	$m_l = \pm 0{,}18$, $m_\beta = \pm 0'{,}5$			$m_l = \pm 0{,}18$, $m_\beta = \pm 0'{,}25$			$m_l = \pm 0{,}12$, $m_\beta = \pm 0'{,}5$		
		m_l	m_2	m_P	m_l	m_2	m_P	m_l	m_2	m_P
10	2000	0,56	0,56	0,80	0,56	0,28	0,63	0,37	0,56	0,67
11	2200	0,60	0,65	0,88	0,60	0,33	0,67	0,40	0,65	0,76
12	2400	0,62	0,74	0,97	0,62	0,37	0,70	0,41	0,74	0,85
13	2600	0,65	0,83	1,05	0,65	0,42	0,75	0,43	0,83	0,93
14	2800	0,67	0,93	1,15	0,67	0,46	0,79	0,44	0,93	1,02
15	3000	0,70	1,02	1,24	0,70	0,51	0,85	0,47	1,02	1,12
16	3200	0,72	1,12	1,33	0,72	0,56	0,90	0,48	1,12	1,22
17	3400	0,74	1,23	1,43	0,74	0,62	0,94	0,49	1,23	1,32
18	3600	0,76	1,33	1,54	0,76	0,66	0,98	0,50	1,33	1,41
19	3800	0,78	1,44	1,64	0,78	0,72	1,04	0,52	1,44	1,53
20	4000	0,79	1,55	1,74	0,79	0,78	1,11	0,53	1,55	1,64

Dla ułatwienia dalszych rozważań ułożymy na podstawie tych wzorów dla ciągów poligonowych rozmaitej długości tabele błędów: podłużnego i poprzecznego, przy średniej długości boku 1 = 200 m oraz rozmaitych wartości m_l, m_β, a mianowicie: dla pomiaru długości boków z dokładnością obecnie wymaganą, to jest ± 0,18 (błąd względny 1/1100) oraz ± 0,12 m (1/1600); dla pomiaru kątów ± 0′,5 (pomiar teodolitem o dokładności 1′) i ± 0′,25 (teodolit 30″).

W tej tablicy liczbowo zostały udowodnione wnioski wypływające z wzorów = (14) i (15), że:

1. w ciągu poligonowym otwartym wpływ błędów kątowych jest znacznie większy niż wpływ błędów liniowych,

2. w miarę zwiększania liczby punktów poligonowych bardzo znacznie rośnie wpływ błędów kątowych, dlatego też w ciągach dłuższych należy szczególną uwagę zwrócić na dokładność pomiaru kątów niż w ciągach krótszych.

Zupełnie inny jest układ błędów dla ciągu nawiązanego do punktów węzłowych.

Błędy te oblicza się dla dowolnego punktu „i" ciągu poligonowego o „n" punktach z wzorów:
błąd podłużny:

$$m_1 = m_l \sqrt{\frac{i(n-i+1)}{n+1}}$$

błąd poprzeczny:

$$m_2 = m_{\beta 1} \sqrt{\frac{i(n-i+1)(n-i+2)(i+1)}{(n+1)\ (n+2)\cdot 6\ (n+3)} \cdot \left[(2i+1)n-(2i^2-2i-3)\right]} \qquad (17)$$

Poniższa tablica podaje wartość błędów podłużnych, poprzecznych i położenia punktów poligonowych dla tych samych dokładności co poprzednio, dla ciągu o długości 3000 m (to jest o 15 bokach), opartego o punkty węzłowe — przy założeniu, że błędy punktów dowiązania są równe zeru. Dane obliczono na podstawie wzorów 16 i 17.

Z powyższych tablic widzimy, że jeżeli zwiększymy podwójnie dokładność pomiaru kąta (teodolit 30″), to wpływ błędów pomiarów kątowych w porównaniu do pomiarów teodolitem jednominutowym bardzo mało wpłynie na błąd położenia punktów poligonowych. Jeżeli natomiast zwiększymy tylko dokładność pomiaru długości boków na przykład z ± 0,18 do ± 0,12 — to błąd położenia punktów poligonowych zmniejsza się prawie o 25%.

Po przeprowadzeniu porównań według załączonych tablic, do dalszych rozważań przyjmujemy, że w osnowie geodezyjnej zakładanej dla obszarów terenów rolnych do 3000 ha (ciągi poligonowe około 3 km) mierzymy jej elementy:

kąty — teodolitem jednominutowym,

długość boków — zwykłą taśmą z dokładnością 1 : 1.600 (dla boku 200 m), co w praktyce przeważnie jest stosowane, gdyż zazwyczaj unikamy różnic z dwóch pomiarów długości boku, przekraczających 75% wartości dozwolonych odchyłek.

W tym przypadku w ciągu nawiązanym największy błąd położenia równy ± 0,28 m będzie posiadał punkt środkowy tego ciągu.

Jednakowoż błąd ten będzie większy, gdyż punkty dowiązania (węzłowe) będą posiadały po wyrównaniu również pewne błędy położenia, które na podstawie prawa przenoszenia się błędów wpłyną na błąd położenia punktów ciągu nawiązanego.

Zakładając dla uproszczenia rozważań, że błąd punktu węzłowego (początkowego i końcowego dla danego ciągu) jest najwyżej taki sam jak punktu środkowego wyrównywanego ciągu, to znaczy najbardziej niekorzystny, otrzymamy ogólny błąd położenia środkowego punktu ciągu poligonowego:

$$m_\beta = \pm\sqrt{0{,}28^2 + 0{,}28^2 + 0{,}28^2} = \pm 0{,}49 \text{ m} \qquad (18)$$

Błędy położenia pozostałych punktów tego ciągu oraz punktów w ciągach związkowych, wychodzących z punktu centralnego systemu założonej osnowy geodezyjnej — będą znacznie mniejsze.

Widzimy więc, że nawet przy niekorzystnych założeniach, średni błąd położenia najbardziej wychylonego punktu w dowiązanym ciągu poligonowym nie przekroczy ± 0,50 m.

Biorąc pod uwagę średni błąd położenia samego tylko punktu sytuacyjnego wynoszący ± 0,75 m (wzór 12a) — widzimy, że aby otrzymać ogólny średni błąd tego punktu wynoszący ± 1,0 m mamy jeszcze dla błędu położenia osnowy geodezyjnej punktu tolerancję około ± 0,16 m (0,66 — 0,50).

5. Wnioski dotyczące osnowy geodezyjnej dla zdjęć sytuacyjnych

Reasumując powyższą analizę dokładności pomiaru osnów geodezyjnych — należy stwierdzić, że dla celów pomiarów rolnych:

1. w zupełności wystarczy zakładanie osnów geodezyjnych w postaci niezależnej sieci poligonizacji technicznej przy wykonywaniu pomiaru boków 20 m taśmą stalową (bez wskaźników) z dokładnością względną około 1/1600 (dla boku 200 m), zaś kątów — teodolitem jednominutowym;

2. nie zachodzi potrzeba zakładania niezależnej triangulacji lokalnej dla obszarów wynoszących 3000 ha, ani dowiązania do istniejącej państwowej sieci triangulacyjnej;

3. wyrównanie sieci poligonowej należy opierać o punkty węzłowe, stosując długości ciągów do 3 km, przy czym zaleca się jako formę tej sieci tak zwany układ centralny, jako najbardziej korzystny dla równomiernego rozłożenia się błędów położenia punktów;

4. w przypadku, gdy na terenie mierzonego obszaru znajdują się punkty państwowej sieci triangulacyjnej lub poligonizacji precyzyjnej, należy je włączyć jako elementy założonej osnowy geodezyjnej, aby stworzyć możliwości przeliczenia w czasie późniejszym współrzędnych punktów założonej osnowy geodezyjnej na układ państwowy i w ten sposób wykorzystać pomiary szczegółowe terenu dla sporządzenia mapy gospodarczej kraju;

5. położyć duży nacisk na stabilizację punktów osnowy geodezyjnej, aby dać możność wykorzystania materiałów obecnego zdjęcia do sporządzenia jednolitych map gospodarczych;

6. nie zachodzi potrzeba stosowania osnów o różnych dokładnościach, a więc dla wszystkich obiektów poniżej 3000 ha należy zakładać osnowy o tej samej dokładności;

Punkt	$m_l = \pm 0{,}18$, $m_\beta = \pm 0'{,}5$			$m_l = \pm 0{,}18$, $m_\beta = \pm 0'{,}25$			$m_l = \pm 0{,}12$, $m_\beta = \pm 0'5$		
	m_1	m_2	m_P	m_1	m_2	m_P	m_1	m_2	m_P
1	0,17	0,03	0,17	0,17	0,01	0,17	0,12	0,03	0,12
2	0,24	0,05	0,24	0,24	0,02	0,24	0,16	0,05	0,17
3	0,28	0,08	0,29	0,28	0,04	0,28	0,18	0,08	0,20
4	0,31	0,10	0,33	0,31	0,05	0,31	0,21	0,10	0,23
5	0,34	0,12	0,36	0,34	0,06	0,34	0,22	0,12	0,25
6	0,35	0,14	0,38	0,35	0,07	0,36	0,23	0,14	0,27
7	0,36	0,15	0,39	0,36	0,08	0,37	0,24	0,15	0,28
8	0,36	0,15	0,39	0,36	0,08	0,37	0,24	0,15	0,28
9	0,36	0,15	0,39	0,36	0,08	0,37	0,24	0,15	0,28
10	0,35	0,14	0,38	0,35	0,07	0,36	0,23	0,14	0,27
11	0,34	0,12	0,36	0,34	0,06	0,34	0,22	0,12	0,25
12	0,31	0,10	0,33	0,31	0,05	0,31	0,21	0,10	0,23
13	0,28	0,08	0,29	0,28	0,04	0,28	0,18	0,08	0,20
14	0,24	0,05	0,24	0,24	0.02	0,24	0,16	0,05	0,17
15	0,17	0,03	0,17	0,17	0,01	0,17	0,12	0,03	0,12

7. w przypadkach zakładania, z uwagi na warunki terenowe, ciągów poligonowych dłuższych niż 3 km; kąty poziome należy mierzyć teodolitem 1′ w dwóch seriach, względnie teodolitem 30″ w jednej serii. Wówczas przy wyrównaniu sieci, jeżeli reszta ciągów była mierzona teodolitem 1′, należy uwzględnić odpowiednie wagi ciągów;

8. w terenach górzystych należy stosować optyczny pomiar długości boków, jako bardziej dokładny i w miarę posiadania dalmierzy dwuobrazowych, obejmować tym pomiarem również osnowy geodezyjne zakładane w terenach równinnych;

9. wyrównanie ciągów należy przeprowadzać metodą punktów węzłowych (zaleca się również metodę Popowa lub Czebotariewa). Przy wyrównaniu należy obliczać przyrosty z dokładnością do 5 cm, aby w ten sposób otrzymać dla wyrównania węzłowych dokładne wartości dx i dy, natomiast powstałe w ciągach odchyłki rozrzucać w ten sposób, aby współrzędne punktów można było zaokrąglać do 0,5 m. W celu ułatwienia obliczenia powierzchni ogólnej obiektu ze współrzędnych (jak już poprzednio zostało udowodnione) zaleca się przy obliczaniu tej powierzchni zaokrąglać współrzędne wierzchołków do 1,0 m;

10. osnowę geodezyjną należy orientować według południka magnetycznego, taka orientacja dla celów gospodarczych w zupełności wystarcza (jest najbardziej szybka w pracy), nie będzie zaś miała zasadniczego wpływu na późniejsze wykorzystanie tych prac do sporządzenia jednolitej mapy gospodarczej, gdyż przy transformacji (która musi być przeprowadzona w każdym przypadku) dowolnego układu naszego zdjęcia na układ państwowy — zostanie mechanicznie przeliczona na właściwą orientację geograficzną;

11. w przypadku dokonywania pomiaru obiektu graniczącego z innym, gdzie zostały dokonane pomiary, nie należy przyjmować na stałe wyników obliczeń współrzędnych punktów poligonowych założonych poprzednio na wspólnej obwodnicy, lecz włączać tylko do nowego systemu sieci geodezyjnej wyniki bezpośredniego pomiaru elementów wspólnych ciągów poligonowych (kątów i długości boków) i wyrównywać je łącznie z innymi w nowym układzie osnowy geodezyjnej.

6. Stosowanie niezależnej osnowy pomiarowej związku liniowego

Dla obiektu o powierzchni około 100 ha można udowodnić, wychodząc z poprzednich rozważań, że w przypadku stosowania pomiaru liniowego:

a) błąd względny powierzchni ogólnej nie przekroczy błędu względnego pomiaru długości, a więc zawsze będzie poniżej założonej dokładności pomiaru dla potrzeb gospodarczych, to jest ± 1,0 ha;

b) średni błąd położenia punktów (wierzchołków) podstawy osnowy pomiarowej będzie równał się błędowi średniemu pomiaru długości. W naszym przypadku najdłuższą podstawą może być przekątna kwadratu o bokach 1000 m, czyli długość jej wyniesie 1400 m, dla której średni błąd pomiaru wyniesie około ± 0,30 m.

Błędy średnie położenia pozostałych punktów osnowy pomiarowej, które będą wyznaczone za pomocą wcięć liniowych, w oparciu o tę podstawę zdjęcia, nie przekroczą przy najdłuższych bokach wcięcia dla danej figury (1000 m) — wartości ± 0,73 m.

W związku z tym średni błąd położenia punktu sytuacyjnego będzie wahał się w granicach od ± 0,84 m (najczęściej) do ± 1,04 m (bardzo rzadko).

Wobec czego w przypadku dokonywania pomiaru obiektu o obszarze nie przekraczającym 100 ha, o ile są dogodne do pomiaru warunki terenowe — można stosować niezależną osnowę pomiarową w postaci związku liniowego.

7. Utrwalenie osnowy geodezyjnej

Punkty osnowy geodezyjnej projektuje się utrwalać znakami naziemnymi i podziemnymi, obierając z zasady punkty ciągów obwodowych na granicy mierzonego obszaru.

Na znaki podziemne przewiduje się materiał łatwo dostępny w warunkach wiejskich, a mianowicie:

a) na gruntach zwięzłych — butelkę z grubego szkła, odwróconą dnem do góry, bądź dobrze wypaloną cegłę z wyciętym krzyżem,

b) na gruntach piaszczystych — glazy kamienne z wyrytym krzyżem.

Na gruntach kamienistych należałoby jednak stosować żelazne rurki, wbite w skałę, o ile znaki wymienione w pkt. a) nie mogłyby być ułożone przynajmniej na głębokości 60 cm od powierzchni ziemi.

Na znaki naziemne projektuje się używanie zbrojonych słupów betonowych o wysokości nie mniejszej niż 70 cm i podstawach: górnej — 15 × 15 cm i dolnej — 24 × 24 cm dla wszystkich punktów węzłowych i dwóch sąsiednich (boków, dla których oblicza się azymuty przy punktach węzłowych) oraz dla punktów poligonowych położonych: na granicach administracyjnych, władania publicznego i spółdzielczego, przy drogach o trwałej nawierzchni i wzdłuż granic zainwestowania osiedlowego. Natomiast dla pozostałych punktów osnowy geodezyjnej mogą być użyte na znaki naziemne — pale drewniane o długości co najmniej 1 m i średnicy 15 cm.

Na gruntach piaszczystych wskazane jest usypanie ponadto gruzu dookoła znaku naziemnego; na gruntach kamienistych płytkich, gdy nie można użyć znaków o powyższej długości (ponieważ wystawałyby ponad powierzchnię ziemi więcej niż 20 cm), należałoby stosować krótsze znaki betonowe zalane u podstawy betonem.

Na gruntach torfiastych należy używać tylko znaki naziemne, którymi z zasady mogą być opalone słupy o takiej długości, żeby mogły być wbite w grunt twardy przynajmniej na głębokość 30 cm.

Wszystkie punkty węzłowe niezależnie od utrwalenia ich znakami betonowymi, powinny być nawiązane przynajmniej do trzech stałych przedmiotów, a w przypadku braku w pobliżu takich przedmiotów — do założenia specjalnie pobocznikow.

Nawiązania do przedmiotów stałych powinny być jak najkrótsze, nie dłuższe jednak od 100 m. Pobocznikі należałoby zakładać w odległości 5—20 m od punktów węzłowych.

8. Osnowa geodezyjna dla zdjęć wysokościowych

Rzeźbę terenu w pracach urządzeniowo-rolnych wykazuje się na mapie tylko wtedy, gdy sporządza się ją dla celów:

1. rozplanowania zabudowy,

2. lokalizacji budynków w ośrodkach gospodarczych spółdzielni produkcyjnych i PGR,

3. lokalizacji budynków POM,

4. opracowania projektów organizacji terenów uspołecznionych gospodarstw rolnych.

Obszary objęte zabiegami, o których mowa w punkcie 1, 2, 3 na ogół są małe i zazwyczaj nie będą przekraczały 25 ha, gdyż z większym obszarem możemy mieć do czynienia tylko przy opracowywaniu planu zabudowy osiedla, ale wtedy osnowa geodezyjna na takim terenie powinna być założona według zasad przyjętych dla osnów osiedlowych.

Z większym obszarem będzie się miało natomiast do czynienia przy zabiegach, o których mowa w punkcie 4. Ale przy opracowywaniu projektu organizacji terenów uspołecznionych gospodarstw rolnych — znajomość rzeźby terenu jest nam potrzebna tylko dla przeprowadzenia odpowiedniego rodzaju studiów o charakterze bardzo ogólnym (ustalanie orientacyjnych spadków terenu), nie będą zaś dokonywane żadne roboty ziemne, stąd wystarczające będzie przeniesienie obrazu rzeźby terenu z mapy w skali 1 : 25000, a poniekąd także w skali 1 : 100000 na mapę sporządzoną dla celów organizacji terenów.

Tylko w przypadku braku takich map, bądź konieczności uzyskania pełniejszego obrazu rzeźby terenu na obszarach erozyjnych zajdzie potrzeba dokonania bezpośrednich pomiarów. Wtedy należałoby dokonać zdjęć wysokościowych metodą tachimetryczną według zasad przyjętych dla zdjęć wodno-melioracyjnych.

Pozostają więc do omówienia obszary mniejsze od 25 ha, o których mowa w punkcie 1, 2, 3.

Dla takiego obszaru wystarczy założyć jeden reper (znak roboczy) i w nawiązaniu do niego w oparciu o punkty osnowy geodezyjnej i pomiarowej założonych dla zdjęć sytuacyjnych, dokonać zdjęć tachimetryczonych. A więc dla tych obszarów nie przewiduje się zakładania odrębnych osnów geodezyjnych dla zdjęć wysokościowych. Rzędne stanowisk tachimetru i pikietów projektuje się określać z dokładnością do — 10 cm.

Obsługa geodezyjna budowy fabrycznych kominów żelazobetonowych

Mgr inż. Bronisław Łącki
Mgr inż. Hieronim Jurczyński

Od szeregu lat, w Polsce zaś w szczególności od roku 1945 obserwujemy wkraczanie geodezji w coraz to inne działy techniki. Do niedawna np. budowniczowie sami wykonywali, metodami i narzędziami dość prymitywnymi pomiary potrzebne do prowadzenia budowy. Obecnie pomoc geodety w budownictwie jest nieodzowna. Dzieje się tak przede wszystkim dlatego, że szczególnie na budowie skomplikowanych obiektów inżynierskich i przemysłowych prace geodezyjne, o właściwej dokładności, mają zabezpieczyć prawidłowość oraz ścisłość realizacji projektów budowlanych.

Udział geodety ma również zapobiec ewentualnym przeróbkom wynikłym z błędów i niedokładności budowy. Jesteśmy świadkami utrwalania się zasady, że w czasie trwania większej i bardziej skomplikowanej budowli prowadzona jest stała i bieżąca obsługa geodezyjna każdego fragmentu nowowznoszonego obiektu, a po jego wybudowaniu — pomiary kontrolne i inwentaryzacyjne.

Metody stosowane przez różnych geodetów, nawet na budowlach tego samego rodzaju są częstokroć różne. Obecnie na przykład poszukujemy właściwych sposobów wykonywania pomiarów kominów i dlatego podawanie przebiegu tych prac do wiadomości ogółu geodetów za pośrednictwem naszej prasy zawodowej jest konieczne. Umożliwi to bowiem skonfrontowanie rozmaitych metod i wybranie z nich najlepszych.

W ciągu ubiegłej zimy 1953/54 prowadzona była obsługa geodezyjna komina żelazobetonowego nowej Elektrociepłowni w Warszawie. W myśl wygłoszonej wyżej zasady zaznajomimy kolegów z ciekawymi metodami pomiarowymi, stosowanymi na budowie wspomnianego komina. Budowa miała zresztą charakter pionierski ze względu na to, że komin ten jest dopiero trzecim z kolei w Polsce, wzniesionym systemem szalunku ślizgowego żelaznego.

Zarys norm i zasad budowy kominów

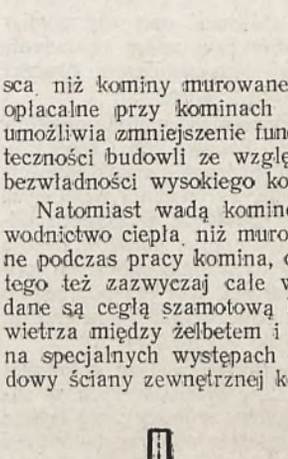
Kominy fabryczne buduje się dla wywołania ciągu świeżego powietrza w palenisku, wyciągnięcia spalin z paleniska i wyprowadzenia ich w wyższe warstwy powietrza, aby zmniejszyć szkodliwe oddziaływanie gazów na najbliższą okolicę. Materiałem budowlanym dla kominów fabrycznych mogą być rury żelazne lub stalowe, cegła albo żelbet. Aczkolwiek kominy fabryczne murowane są u nas najbardziej rozpowszechnione, to jednak nie są one najlepsze, toteż nowowznoszone kominy, szczególnie o dużych wysokościach 50—100 i więcej metrów coraz częściej są budowane z żelbetu.

Obowiązująca od 1951 r. norma PN B-1724 odnośnie kominów murowanych i żelazobetonowych, w dziale „Obliczeń statycznych" przyjmuje max. parcia wiatru 175 kg/m² dla kominów o wysokości 60—100 m, a dla kominów ponad 100 m wysokości — 200 kg/m². Dopuszczalne wg tej normy naprężenie na ściskanie w kominach murowanych przyjmuje się do 15 kg/cm², przy czym rozwieranie się spoiny poziomej na dowolnej wysokości pod wpływem parcia wiatru nie może sięgać dalej, niż do środka ciężkości przekroju poziomego komina. W kominach żelbetowych dopuszczalne naprężenie betonu na ściskanie wynosi do 70 kg/cm², a więc jest znacznie wyższe niż dla murowanych, co wynika z większej wytrzymałości żelbetu.

Oprócz tego kominy żelbetowe w stosunku do murowanych z cegły mają szereg innych zalet. Przede wszystkim kominy te stanowią monolity. Dzięki uzbrojeniu prętami stalowymi podłużnymi i pierścieniowymi — komin żelbetowy może wytrzymać duże naprężenia rozciągające, czego mur z cegły zupełnie nie wytrzymuje.

Praca komina żelbetowego pod wpływem naprężeń jest zbliżona do pracy belki żelbetowej zamocowanej jednym końcem w fundamencie. Wskutek dużej wytrzymałości, kominy żelbetowe projektuje się o ścianach cieńszych od ścian kominów murowanych. Są one przeto lżejsze i tańsze oraz zajmują mniej miejsca niż kominy murowane. Stosowanie żelbetu jest szczególnie opłacalne przy kominach wysokich, gdyż zmniejszenie ciężaru umożliwia zmniejszenie fundamentu, bez obawy zmniejszenia stateczności budowli ze względu na znaczną wagę i duży moment bezwładności wysokiego komina.

Natomiast wadą kominów żelbetowych jest ich lepsze przewodnictwo ciepła, niż murowanych, a zatem większe straty cieplne podczas pracy komina, co powoduje słabszy ciąg gazów. Dlatego też zazwyczaj całe wnętrza kominów żelbetowych wykładane są cegłą szamotową lub zwykłą, z warstwą izolacyjną powietrza między żelbetem i cegłą. Ścianka izolacyjna wspiera się na specjalnych występach żelbetowych wykonanych podczas budowy ściany zewnętrznej komina, co 5—10 m (patrz rys. 1).



Rys. 1

Ponieważ przy obliczeniach statycznych brane jest pod uwagę parcie wiatru, omówimy poniżej wpływ wiatru na projektowanie i budowę komina. Wg inż. T. Kozłowskiego rozpatruje się parcie wiatru na ścianę nieruchomą, prostopadłą do jego kierunku, jako strumień sprężysty i wyprowadza się zależność siły parcia wiatru „W" od jego prędkości „V" wg wzoru:

$$W = \frac{p}{g} \cdot v^2$$

w którym ciężar gatunkowy powietrza $p = 1.293$ kg/m³, a przyśpieszenie ziemskie $g = 9{,}81$ m/s². Największe prędkości wiatru bywają w górach oraz nad morzem i w wypadkach wyjątkowych osiągają szybkość do 50 m/s, co po przeliczeniu wg w. w. wzoru daje parcie wiatru.

$$W = \frac{1.298}{9.81} \cdot 50^2$$

Jeżeli współczynnik przy V^2 przyjąć na podstawie doświadczeń tylko w wartości 0,1 otrzyma się

$$W = 0{,}1 \cdot 50^2 = 250 \text{ kg/m}^2$$

Dla kominów okrągłych stosować należy współczynnik zmniejszający parcie, który przyjmuje się w wartości = 0,67. Szybkość wiatru wzrasta wraz z wysokością ponad teren, a więc i parcia wiatru na różnych wysokościach będą różne.

Jednak praktyka nie potwierdza stałego, do nieskończoności, wzrostu prędkości wiatru w miarę wznoszenia się ku górze, a norma PN B-1724 przyjmuje przy obliczeniach statycznych przyłożenie siły parcia wiatru w środku ciężkości komina. Parcie wiatru powodować może odchylenie od pionu i związane z tym kołysanie komina, zwiększające naprężenia w jego ścianach. Wg prof. Kłosia odchylenia od pionu dochodzić mogą do 40 cm, przy maksymalnych periodycznych uderzeniach wiatru. Ten fakt należy brać pod uwagę i unikać dokonywania pomiarów kominów przy silnym wietrze przekraczającym 10—15 m/s. Zastrzeżenie powyższe dotyczy zarówno pionowania grawitacyjnego wewnątrz komina pionem ciężarowym, choć sam pion jest całkowicie zabezpieczony od wiatru, jak i pomiarów pionowości z pomocą wcięć teodolitowych oraz pomiarów osiadania.

Przechodząc do omówienia innego szczegółu budowy, interesującego geodetę zaznaczyć jeszcze należy, że norma PN B/1724 podaje przepis następujący: „aby umożliwić sprawdzenie pionowości komina w czasie budowy i po wykonaniu, należy w fundamencie, w osi pionowej komina, osadzić pręt stalowy, o średnicy 25 m/m, wystający nad fundamentem (wewnątrz komina) około 200 m/m. „Pręt ten jako centr jest spodkiem osi pionowej komina.

Zadanie geodety w czasie budowy komina

Zasadniczym warunkiem przy budowie wszelkich wysokich obiektów, a w szczególności kominów fabrycznych jest zachowanie w czasie budowy pionowości osi od centru założonego w fundamencie. Drugą istotną rzeczą jest prowadzenie budowy według zaprojektowanych wymiarów, a szczególnie malejących wymiarów przekrojów poziomych komina w miarę postępu budowy w górę. O ile kominy murowane, w razie zauważenia podczas budowy pewnych nieprawidłowości, mogą być poprawione przez częściową rozbiórkę, a nawet znane są w budownictwie niekosztowne sposoby prostowania kominów murowanych, skrzywionych podczas budowy lub eksploatacji, bez ich rozbierania, to kominy żelbetowe muszą być budowane bezwzględnie prawidłowo. Wynika to stąd, że wady budowy takich kominów mogą być praktycznie nieusuwalne bez zburzenia komina.

Trzecim problemem jest obserwacja osiadania komina podczas budowy i po zakończeniu dla zabezpieczenia jego stateczności.

Te trzy problemy budowy kominów żelbetowych rozwiązuje obecnie na budowie geodeta, a nie technik lub majster budowlany, gdyż wymagają one narzędzi i metod zapewniających dużą dokładność i staranność pomiaru. W szczególności prawidłowe prowadzenie komina w pionie i stałe badanie równomierności osiadania tej ciężkiej budowli o skoncentrowanym parciu na grunt, zapewnia spokojny przebieg budowy i unikanie niebezpiecznego przechylenia komina, zagrażającego katastrofą.

Metody pomiarów kominów w czasie budowy

Omawiane pomiary należy zaklasyfikować do dokładnych pomiarów realizacyjnych. Jako takie powinny być wyłączone z jakiegokolwiek normowania i premiowania. Co najwyżej można by zastosować premiowanie za terminowość, by zapobiec hamowaniu tempa budowy przez czynności geodezyjne. Podkreślić należy, że tego rodzaju pomiary wymagają oprócz dobrych kwalifikacji zawodowych, również specjalnego wyczucia i należytego zrozumienia ważności zadania, a więc nie każdy, nawet dobry fachowiec, będzie się do tego nadawał.

Wstępną czynnością pomiarową będzie wyznaczenie na gruncie środka komina i wymiarów płyty fundamentowej oraz rzędnej spodu fundamentu, zgodnie z projektem budowlanym (genplanem). Czynność tę najlepiej będzie wykonać w nawiązaniu do geodezyjnej siatki realizacyjnej na placu budowy.

Dla kontroli osiadania komina podczas budowy należy stosować okresową niwelację precyzyjną reperów zabetonowanych nad powierzchnią terenu w ścianie komina.

Pionowanie w czasie budowy najlepiej stosować bezpośrednio, grawitacyjne, mechaniczne, to znaczy przy pomocy pionu ciężarowego, na lince stalowej. Pionowanie takie zapewnia dostateczną dokładność, gdyż wynosi ona ± 1—2 cm przy każdym pionowaniu na poszczególnych segmentach budowy. Pionowanie bezpośrednie wyznacza położenie osi pionowej komina, bez żadnych obliczeń, co jest ważne ze względu na szybkie zazwyczaj tempo budowy. Daje ono również możność, w sposób prosty, wyznaczenia ruletką wymiarów komina na bieżącym poziomie budowy. Inne metody bezpośredniego prowadzenia pionowej osi komina są mniej dokładne. Szczególnie pionowanie częściami z pomocą libeli nie jest wskazane. Natomiast metoda bezpośredniego pionowania optycznie przy pomocy promieni światła nie wyszła jeszcze ze sfery teoretycznych rozważań.

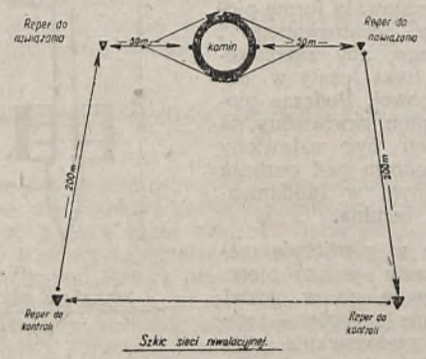
Pośrednie pionowanie przy pomocy wcięć teodolitowych, jako zbyt pracochłonne nadaje się tylko do kontroli już wzniesionego komina lub jego części.

Założenie reperów i kontrola osiadania

Obserwacje osiadania komina podczas budowy prowadzić należy periodycznie, co 5 lub 10 dni. Wykonuje się je przy pomocy niwelacji precyzyjnej niwelatorem z płytką płasko-równoległą, gdyż tylko niwelacja precyzyjna zapewnia realnie pomiar z dokładnością ± 1 m/m, a dokładność taka jest konieczna.

Na obwodzie komina, na wysokości około 40 cm powyżej powierzchni terenu, zakłada się 4 repery rozstawione symetrycznie. Mogą one być w postaci haków, bolców lub innych znaków wysokościowych, oznaczonych numerami lub literami, farbą na ścianie komina. Niwelację dla celów badania osiadania komina nawiązuje się do jednego, a najlepiej do dwóch reperów odpowiednio rozmieszczonych. Stabilizuje się je, specjalnie w tym celu, w odległości jednego stanowiska niwelacji precyzyjnej, to jest około 40—50 m (patrz rys. 2).

Tak oddalony reper, przy odpowiednim posadowieniu jest poza przypuszczalnym zasięgiem ruchów ziemi, wywołanych przez nacisk wznoszonego komina na grunt. Repery do nawiązania należy zastabilizować w sposób zapewniający niezmienne położenie ze względu na ruchy ziemi, szczególnie w okresie rozmarzania. Mogą one być umieszczone na słupach betonowych, których spód zakopuje się poniżej linii przemarzania gruntu i nie oklada w ziemi masą betonową, lub też, o ile to możliwe repery należy



Rys. 2.

umieszczać na palach fundamentowych (pale „Franki"), zakładanych specjalnie w tym celu na głębokości kilku metrów wraz z innymi palami fundamentowymi zakładanymi na terenie budowy, w zależności od rodzaju gruntu.

Omawiane poprzednio repery powinny być kontrolowane przez niwelację precyzyjną, wykonywaną co pewien czas, na przykład w odstępach 20—30 dni w stosunku do innych reperów istniejących lub specjalnie założonych w odległości 200—300 m od komina, najlepiej na starych głęboko fundamentowanych budynkach murowanych. Niwelacja względem dalszych reperów jest zabezpieczeniem na wypadek osiadania reperów do nawiązania lub ich uszkodzenia mechanicznego, co przy znacznym ruchu na budowie jest możliwe. W każdym razie repery do nawiązania powinny być ogrodzone i zaopatrzone w tablice ostrzegające o ich istnieniu. Wybór miejsca na repery powinien być dokonany starannie, z uwzględnieniem projektowanej budowy w najbliższym otoczeniu komina. Grunt pod repery powinien być zbadany przez wiercenie przynajmniej na kilka metrów w głąb.

Kontrolę osiadania należy rozpocząć zaraz po wybudowaniu fundamentu komina i przystąpieniu do budowy samego komina, gdyż waga fundamentu jest znaczna i wynosi około 50% całkowitej wagi komina wraz z fundamentem. Częstotliwość pomiarów niwelacyjnych osiadania musi być znacznie większa, o ile wyniki pomiarów wykazują nierównomierność osiadania.

Komin wybudowany na odpowiednim gruncie, posiadający prawidłowo założony fundament wykazuje na ogół nieznaczne osiadanie, w granicach około 1—2 cm. Jako przykład służyć może komin żelazobetonowy elektrociepłowni, wysokości 100 m, który podczas budowy wykonanej zimą, osiadł równomiernie około 4 m/m, przy czym obserwacje osiadania rozpoczęto po wybudowaniu 15 m komina. Dalsze badania osiadania, po wybudowaniu komina, prowadzić należy w odstępach coraz rzadszych, co 1—2 miesiące, w ciągu pierwszego roku. O ile wyniki wskazują na równomierność i nieznaczne osiadanie w granicach pojedynczych milimetrów, badania dalsze powinny być zaniechane. Przed każdym pomiarem niwelator powinien być badany i rektyfikowany, o czym należy spisać protokół.

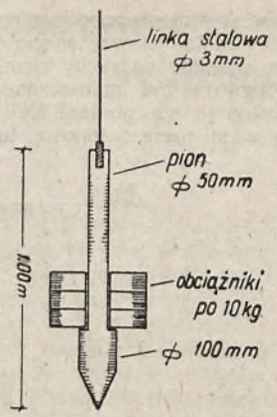
Pionowanie mechaniczne i ustawianie szalunków

Komin żelbetowy budowany być może segmentami, najczęściej po 2,5 m w szalowaniu z blach żelaznych, przesuwanych stopniowo ku górze w miarę postępu betonowania. Szalunki ustawia się śrubami ściągającymi poszczególne blachy według wymiaru przekroju poziomego na danej wysokości względem osi pionowej komina.

Pionowanie komina polega na przenoszeniu położenia centru założonego w fundamencie, na coraz to wyższy poziom, w miarę postępu budowy. Pionowanie ma na celu prawidłowe prowadzenie osi pionowej budowli, a tym samym wybudowanie w pionie całego komina. Oś pionową komina, w czasie ustawiania szalunków zewnętrznych poszczególnych 2,5 m segmentów komina, stanowi linka lub drut stalowy, naciągnięty ciężarem pionu.

Taki sposób pionowania mechanicznego stosowany jest przede wszystkim w górnictwie i budownictwie podziemnym. Zadanie rozwiązywane z pomocą pionu w górnictwie polega na przeniesieniu w dół, przez szyb, danych geodezyjnych z powierzchni ziemi lub innego poziomu kopalni. Elementem obserwacji na dnie szybu przy pionowaniu górniczym jest najniższa część drutu

(liński) pionu naprężonego obciążnikiem, który nie musi mieć formy stożkowej. W budownictwie kominów mamy natomiast zadanie odwrotne, gdyż chodzi o przeniesienie punktu z dołu na górę. W tym celu obciążnik musi mieć stożkowatą formę pionu, należycie scentrowanego i zbalansowanego, aby zakończenie stożka i linka leżały w jednej linii pionowej. Podczas pionowania — pion zawieszony na lince powinien być ustawiony stożkowym końcem nad centrem zastabilizowanym w fundamencie wewnątrz komina.



Przekrój pionu.

Rys. 3.

Stosowane w górnictwie metody uspokajania wahań pionu przez zanurzenie go w gęstej cieczy lub inne sposoby — nie mogą mieć zastosowania przy budowie kominów i wahania pionu uspakaja się ręką. Należy zaznaczyć, że warunki pracy pionu w kominie są korzystniejsze, niż w szybie kopalnianym, ze względu na mniejsze wysokości, nie przekraczające dotychczas 150 m, brak ściekającej wody, bardziej równomierny przepływ powietrza itp.

Pion zasadniczy powinien mieć kształt jak na rys. 3, ciężar 20—40 kg i być dostosowany do obciążenia go dodatkowymi ciężarami w postaci krążków wagi około 10 kg. Za warunek trzeba tu postawić to, aby obciążniki były zakładane centrycznie i nie powodowały przechylenia pionu. Stopniowe obciążenie pionu ma tę zaletę, że łatwo jest go podnosić, zawieszać i ustawiać nad centrum w fundamencie. O ile obciążniki mają odpowiednie wycięcia, to można je zakładać po zawieszeniu pionu na lince.

Ciężar pionu należy zwiększać proporcjonalnie w miarę wydłużania się linki. Linka (drut) powinna być stalowa o wytrzymałości około 200 kg/mm². Według prof. Kowalczyka dla długości linki 100 m i średnicy 1 m wystarczy obciążenie 50 kg. Jednakże aby zabezpieczyć się od zerwania przy częstym zawieszaniu pionu i możliwym wstrząsie, należy używać linki o średnicy 3 m/m, lecz nie grubszej, aby nie trzeba było nadmiernie zwiększać ciężaru dla jej wyprostowania i naprężenia. Można przyjąć empirycznie, jako zasadę przy pionowaniu kominów, że waga pionu w kg powinna w przybliżeniu odpowiadać ilości metrów od zera do poziomu, na którym dokonuje się pionowanie, pod warunkiem całkowitego naprężania linki.

W czasie pionowania zamocowuje się linkę w specjalnym uchwycie, wspartym na rusztowaniu, wystającym z wnętrza komina, ponad poziomem, na którym ustawia się szalunki do betonowania ścian komina. Uchwyt umożliwia przesuwanie linki w płaszczyźnie poziomej, celem dokładnego naprowadzenia pionu nad centr w fundamencie komina. Linkę pionu podciąga się nad uchwytem ręcznie na bloczku lub bez bloczka. Bloczek może być powieszony na haku, pod klatką windy, o ile winda chodzi środkiem komina. Uchwyt może być różnej konstrukcji. W zasadzie jest to pewien zacisk, przez który przechodzi linka, jak na rys. 4.

Przesuwanie uchwytu w płaszczyźnie poziomej odbywa się ręcznie lub przy pomocy śrub (zależnie od jego konstrukcji), wg wskazówek inżyniera obserwującego na dole pion i podającego głosem lub telefonem kierunki nasuwania uchwytu z linką pionu na właściwe położenie nad centrem. Ważną rzeczą jest sprawdzenie, czy podczas pionowania linka nie zaczepiła się o rusztowanie, co kontroluje się po ostatecznym ustawieniu pionu, przez opuszczenie z góry na dół po lince pierścionków z drutu. Sprawdzenie takie jest konieczne szczególnie przy większych wysokościach.

O ile przekroje poziome komina są kołowe, wówczas na każdym segmencie reguluje się położenie szalunków blaszanych, odmierzając ruletką stalową, od linki pionu do wewnętrznej krawędzi szalowania zewnętrznego — jednakowe promienie przy każdej śrubie. Czynność powtarza się po ponownym sprawdzeniu położenia pionu nad centrem. Dopuszczalna odchyłka w długości promieni ± 2—3 cm. Wysokość ustawienia blach odmierza się 2,5 m szablonem i sprawdza poziom szalowania z pomocą libeli.

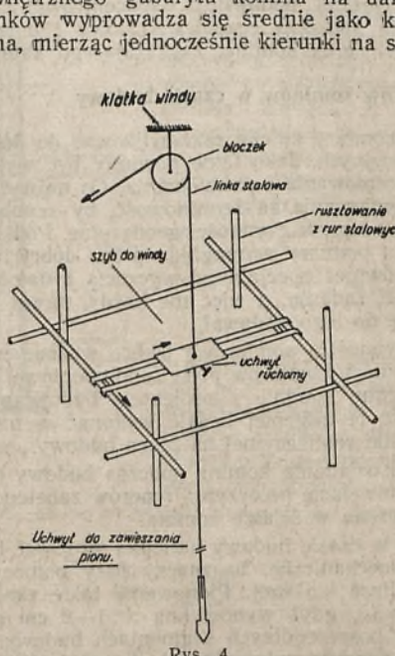
W czasie pionowania mechanicznego i innych czynności pomiarowych prowadzonych wewnątrz komina, ruch związany z jego budową musi być przerwany i nikt z personelu budowlanego nie może przebywać na podestach rusztowania, aby pomiar mógł się odbyć szybko i w jak najdogodniejszych warunkach, zabezpieczających od błędów. Klatka windy powinna być wtedy podciągnięta ponad bieżący poziom budowy.

Po wykonaniu tych pomiarów, szalunki przekazuje się kierownictwu budowy i dokonuje wpisu do dziennika budowy. Szalunek wewnętrzny ustawiają sami pracownicy budowlani według założonej na danym poziomie grubości ściany, a następnie przystępują do zbrojenia i betonowania.

Kontrola pionowości komina

Niezależnie od pionowania mechanicznego podczas budowy każdego segmentu komina, należy dla kontroli dokonywać pomiarów pionowości przez wcięcia kątowe teodolitem osi komina już częściowo wybudowanego, w odstępach co 15 m wzwyż. Wcięcia wykonuje się z trzech punktów stałych o znanych współrzędnych, tak zwanych punktów bazowych. Pomiary wcięć są sprawdzeniem prawidłowego prowadzenia komina w pionie i stwierdzeniem, czy nie nastąpiło wychylenie, na skutek nierównomiernego osiadania całej budowli.

Pomiary te nie powinny być prowadzone w okresie silnych porywistych wiatrów mogących powodować wahanie komina. Ponieważ oś komina jest pojęciem teoretycznym, wcięcia wykonuje się przez obserwacje na stanowisku bazowym, kierunków stycznych do zewnętrznego gabarytu komina na danej wysokości. Z tych kierunków wyprowadza się średnie jako kierunki wcinające oś komina, mierząc jednocześnie kierunki na sąsiednie punkty bazowe.



Rys. 4.

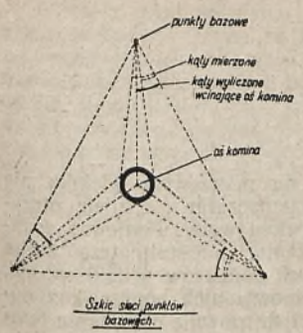
Poziomy dla wcięć znaczy się farbą podczas budowy na ścianie zewnętrznej komina, w postaci linii poziomych, długości około 0,5 m, rozmieszczonych na tej samej wysokości na obwodzie z opisami wysokości w metrach.

Pomiar wysokości dokonuje się ruletką stalową, co 6 segmentów, to jest co 15 m, z trzech stron komina, wzdłuż jego ściany zewnętrznej, od zaznaczonego poziomu zerowego. Linie poziome na ścianie maluje się według tego pomiaru, w miarę postępującej budowy. Pomiar wysokości można dokonywać również wzdłuż szybu windowego wewnątrz komina, co jednak jest bardziej kłopotliwe. Trygonometryczny, kontrolny pomiar wysokości, stosowany niekiedy, jest mniej dokładny, gdyż wysokość bez uwzględnienia kulistości i refrakcji określa się trygonometrycznie wzorem

$$h = d \cdot \operatorname{tg} \beta$$

gdzie h — wysokość, d — długość punktu bazowego od komina, nie przekraczająca zwykle 200 m, β — kąt nachylenia celowej, mierzony z dokładnością 1', co pozwala określić h z dokładnością ± 7 cm.

Sieć punktów bazowych o znanych współrzędnych powinna być teoretycznie w postaci trójkąta równobocznego, symetrycznie w stosunku do komina położonego w środku tego trójkąta. (rys. 5). Jako zasadę można przyjąć, że odległość od komina do punktów bazowych, z których wykonane będą wcięcia jego osi na różnych poziomach powinna być w granicach jednej do dwóch wysokości komina. Nadmierne zbliżenie punktu bazowego do komina, powoduje zwiększenie wpływu błędu kolimacji i inklinacji przy celowaniu na wyższe części komina, zaś nadmierne oddalenie zmniejsza dokładność celowania.



Rys. 5.

W praktyce symetryczne usytuowanie trójkąta bazowego, częstokroć nie jest możliwe, ze względu na prowadzoną budowę zakładu lub istniejącą już zabudowę w pobliżu komina. Wówczas odległości punktów bazowych od komina bywają nie zawsze jednakowe, a punkty bazowe musimy niejednokrotnie projektować po jednej stronie komina. Należy wtedy przestrzegać przynajmniej warunku właściwego przecinania się kierunków wcinających oś komina, to jest, aby chociaż dwa kierunki przecinały się w przybliżeniu pod kątem prostym i aby kąty między sąsiednimi kierunkami nie były mniejsze niż 30°.

Punkty bazowe stabilizuje się trwale słupami betonowymi, tak jak punkty poligonowe. W miarę możności należy wykorzystać jako punkty bazowe istniejącą na budowie siatkę realizacyjną. Na podnóżu komina przed rozpoczęciem budowy jego części nadziemnej należy na poziomie przyjętym jako zerowy zaznaczyć kierunki na oś komina z punktów bazowych, przy wycelowaniu na centr w fundamencie lub na tyczkę na nim ustawioną. Kierunki te mogą być również zastabilizowane betonami w pobliżu komina i służą do szybkiej kontroli, czy nie nastąpiło pochylenie osi komina wskutek nierównomiernego osiadania lub błędów budowy.

Sieć bazową wystarczy zmierzyć z dokładnością poligonizacji klasy B, określając współrzędne spodka osi komina z pomocą wcięcia wprzód wyrównanego metodą przybliżoną. Średnią arytmetyczną z dwóch kierunków do zewnętrznego gabarytu komina przyjmuje się jako kierunek na oś komina (rys. 6). Pomiar kierunków wcinających oś komina na danej wysokości wykonać należy w dwóch seriach, teodolitem o dokładności 10″, w miarę możności z pionem optycznym. Celowanie na krawędzie gabarytu komina, skośne wskutek stożkowatości komina i niezbyt równą jego powierzchnię — nie jest precyzyjne, a wobec tego na punktach bazowych wystarczy do pomiaru kierunku na te punkty ustawić dobrze spionowane tyczki. Rozbieżności pomiędzy poszczególnymi seriami na tym samym stanowisku, bywają przy takich celach, zazwyczaj 10″—20″. Zaznaczenie na ścianach komina poziomów celowania ułatwia pomiar kierunków wcinających i wyklucza ewentualność pomyłek. Teodolit powinien być badany i rektyfikowany przed pomiarami oraz w czasie ich trwania, co miesiąc, w szczególności ze względu na błędy kolimacji, inklinacji i błąd indeksu, o czym należy przy każdym badaniu spisywać protokół.

Wstępne, prowizoryczne sprawdzenie pionowości komina, z pomiarów teodolitem, wykonuje się na stanowisku, zaraz po pomiarze kątów. Obliczyć należy średnią z kierunków stycznych do gabarytu komina i porównać wynik z kierunkiem do osi komina na poziomie zerowym.

Zważywszy, że linia gabarytu komina może mieć odchylenie rzędu 2—3 cm od linii prostej z powodu niedokładności budowy, a również pionowanie dokonuje się z dokładnością 1—2 cm, z powodu ekscentru zakończenia pionu, niedokładności ustawienia pionu, to dokładność ustalenia przebiegu osi komina można przyjąć w granicach ± 5 cm.

A więc tylko wychylenia większe od ± 5 cm mogą być wykryte z pomocą wcięć kątowych teodolitem bez stosowania precyzyjnych celów. Małe wychylenia komina powstałe wskutek nierównomiernego osiadania lub wadliwej budowy nie mogą być wykryte tymi metodami pomiarowymi, lecz zarazem kilkucentymetrowe wychylenia osi z pionu nie są jeszcze niebezpieczne nawet w niskich częściach komina, zważywszy, że komin stawiany jest na szerokim fundamencie.

W każdym razie wyżej opisane obserwacje i pionowanie należy prowadzić przy pogodzie możliwie bezwietrznej i bezsłonecznej, gdyż parcie wiatru i nierównomierne nagrzewanie powodują czasowe odchylenia lub wahania komina, zwiększające niedokładność pomiaru i zniekształcenie ich wyników.

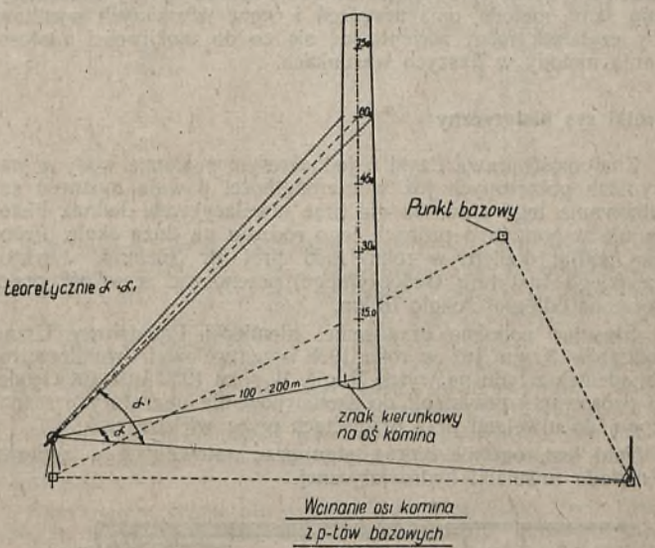
Zalecane przez niektórych geodetów sprawdzanie pionowania mechanicznego przez wcinanie teodolitem linki pionu w każdym segmencie nie jest praktyczne, jako czynność pracochłonna i mało dokładna a zarazem wymagająca przerywania budowy, czego w miarę możności należy unikać.

Wyniki pomiarów należy w najkrótszym czasie podać do wiadomości kierownictwu budowy i dokonać wpisu do dziennika budowy.

Opracowanie graficzne wyników obserwacji kątowych pionowości komina

Obliczenie i wyznaczenie wychyleń osi komina od pionu wykonać można najdogodniej metodą różnicową, rachunkowo-graficzną Langa, podaną przez prof. T. Lazariniego w publikacji „Geodezyjne pomiary odkształceń". Metoda ta jest szybka i dostatecznie dokładna. Polega ona na obliczeniu różnic pomiędzy kierunkami do osi komina na poziomie zerowym, a kierunkami do osi komina na poziomie obserwowanym. Różnice te przeliczone na miary liniowe i przedstawione graficznie dają obraz rzutu poziomego osi komina i umożliwiają wykreślenie jej kładów w dowolnych kierunkach.

Jako zasadę ogólną należy przyjąć, że organizacja pomiarów obliczeń i wykresów powinna umożliwić szybkie otrzymanie wyników i podawanie ich do wiadomości kierownictwu budowy. Kierownictwo budowy ze swej strony powinno podać inżynierom prowadzącym obsługę geodezyjną komina — kryterium dopuszczalnych wychyleń komina od pionu, to jest kryterium tak zwa-



Rys. 6.

nego koła lub stożka bezpieczeństwa, poza który wychylenie grozi zawaleniem. Wówczas geodeta będzie mógł orientować się co do wagi tych obserwacji i szybciej reagować w miarę potrzeby. Przy tak ujętej współpracy geodety z kierownictwem budowy komina obsługa geodezyjna nabiera istotnego znaczenia dla bezpieczeństwa budowli i prowadzących ją ludzi.

Literatura.

Inż. E. Czyż — Obliczenia statyczne kominów fabrycznych.
Prof. Cz. Kłoś — Kominy fabryczne.
Inż. T. Kozłowski — Budownictwo stalowe.
Prof. St. Hempel — Konstrukcje szkieletowe.
Prof. T. Lazzarini — Geodezyjne pomiary odkształceń.
Prof. Z. Kowalczyk — Miernictwo górnicze cz. II.
PN B-1724 — Kominy murowane i żelbetowe.

Materiały Centralnego Instytutu Dokumentacji Naukowo-Technicznej oszczędzają racjonalizatorom wiele czasu i wysiłku.

Niwelacja hydrostatyczna

Mgr inż. Jerzy Kutzner
Mgr inż. Ferdynand Włoczewski

Czytelników Przeglądu Geodezyjnego zainteresuje niewątpliwie sama nazwa „niwelacja hydrostatyczna" mało lub w ogóle nie znana szerszemu gronu geodetów polskich. Aby zaanonsować pokrótce o co chodzi, można powiedzieć, że jest to rodzaj niwelacji, który pozwala na wyznaczenie różnicy poziomów punktów po obu stronach szerokich zbiorników wodnych ze zdumiewająco wysoką dokładnością. Opiera się zaś na zasadzie jednakowych wysokości wody w połączonych naczyniach. Przewyższając dokładność niwelacji trygonometrycznej, sposób ten daje wyniki równorzędne, a może nawet wyższego rzędu niż wyniki niwelacji geometrycznej. Dotychczasowe próby w dużej skali (na długości około 20 km) miały miejsce przy przenoszeniu wysokości z lądu poprzez morze na wyspę.

Z tej krótkiej charakterystyki można wysnuć wniosek, że problem przejścia z niwelacją precyzyjną przez nasze szerokie rzeki, który wciąż nastręcza wiele trudności, znajdzie może nowe, bardziej racjonalne rozwiązanie przez zastosowanie niwelacji hydrostatycznej. Aby móc to ocenić, dobrze będzie zaznajomić się z istotą tej metody i szczegółami jej zastosowania.

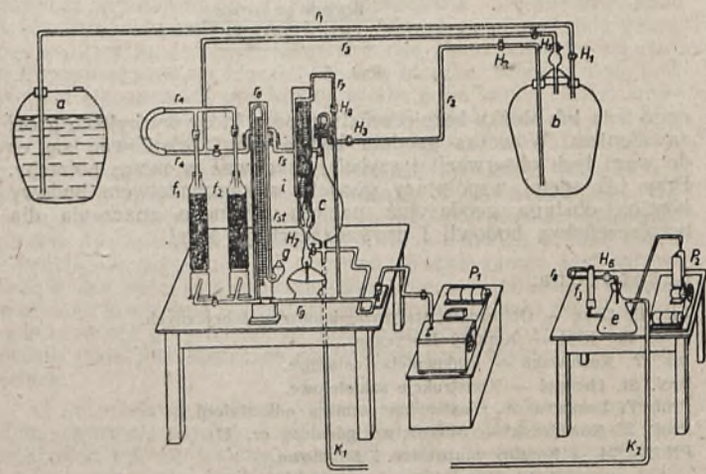
Na opis metody, podany przez znanego geodetę niemieckiego E. Gigasa, w referacie, który następnie został opublikowany w „Wissenschaftliche Referate" [1]) zwrócił nam uwagę prof. dr Cz. Kamela. Korzystając z tej publikacji, dajemy niżej jej streszczenie i wybór tych danych, które w sposób ogólny charakteryzują samą metodę, opis urządzeń i ocenę uzyskanych wyników, aby czytelnik mógł zorientować się co do możliwości zastosowania metody w naszych warunkach.

Krótki rys historyczny

Znajomość prawa fizyki o jednakowym poziomie wody w naczyniach połączonych już w starożytności dawała możność zużytkowania tego zjawiska dla prac niwelacyjnych. Jednak historia nie wspomina o próbach tego rodzaju na dużą skalę. Próbę taką podjął dopiero w roku 1936 prof. dr Nörlund, dyrektor Duńskiego Instytutu Gedoezyjnego, przenosząc wysokość przez morze na odległość około 18 km.

Stosując podobne urządzenie, niemiecki Państwowy Urząd Pomiarów Kraju już w roku 1938 przeniwelował dwukilometrowy odcinek z lądu na wyspę Rugię. W roku 1952 Instytut Geodezji Stosowanej przystąpił do skonstruowania aparatury przeznaczonej do niwelacji przy przejściach przez większe rzeki.

Taki jest, ogólnie biorąc, stan prac notowanych w związku z metodą niwelacji hydrostatycznej.



Schemat urządzenia do napełniania kabla wodą

Istota metody

Sama idea polega na zastosowaniu długiego kabla, w postaci rury ołowianej, napełnionego wodą i zakończonego na obu końcach pionowymi szklanymi rurkami z naniesionym podziałem milimetrowym. Jeśli założymy, że na mierzonym odcinku nie ma różnic sił ciężkości, ani różnic temperatur i ciśnień, otrzymamy w obu rurkach jednakowy poziom wody. Ponieważ praktyka nie potwierdza takiego założenia, najistotniejszą cechą metody staje się wykonanie ubocznych pomiarów w taki sposób, aby umożliwiło to wprowadzenie odpowiednich poprawek z dostateczną dokładnością. Chodzi przy tym głównie o wahania temperatury; tak na przykład większa stałość temperatury wody w kablu zanurzonym w morzu ułatwia stosowanie metody, podczas gdy na lądzie stosowanie jej jest utrudnione ze względu na wahania temperatury.

Kabel

Jako przewód używana jest przy dużych odległościach rurka z ołowiu z dodatkiem 2—3% cyny; przy krótszych odległościach (przez rzeki) możliwe jest użycie rurki gumowej. Ołów, jako materiał, wykazał wiele zalet: łatwość zlutowania w przypadku rozerwania i uszkodzeń, łatwość poszerzenia średnicy, łatwość zamknięcia otworu przez zaciśnięcie. Wewnętrzna średnica rurki wynosi 10 mm, grubość ścianek — 3 mm.

Układanie kabla

Układanie kabla następuje ze statku z zachowaniem wszelkich ostrożności. Części kabla ułożone na lądzie powinny mieć odpowiednią izolację. Końce kabla na obu brzegach przymocowuje się do żelaznych sztab o kształcie litery U, usadzonych pionowo w ciężkich blokach betonowych. Bloki betonowe zakładane są pod pawilonami obserwacyjnymi, gdzie znajduje się całe pozostałe urządzenie.

Napełnianie kabla wodą

Przed ułożeniem należy sprawdzić, czy kabel nie zawiera pęknięć. Szczelność kabla sprawdza się raz pod działaniem ciśnienia 4—5 atmosfer, po raz drugi po wypompowaniu powietrza aż do ciśnienia poniżej 1 mm.

Napełnienie kabla wodą może nastąpić albo przed ułożeniem albo po ułożeniu. Przy napełnianiu przed układaniem można, celem przyspieszenia operacji wypompowania powietrza, jak i późniejszego napełniania wodą, włączyć do kabla co 500 do 1000 metrów dodatkowe połączenie z pompami.

Do wypełniania kabla używa się wody pozbawionej powietrza, a więc przegotowanej, a jeszcze lepiej — destylowanej. Wprowadzając wodę z jednej strony do próżnego kabla, na drugim końcu nie przerywa się wypompowywania powietrza. Przy napełnianiu kabla na lądzie można wtłaczać wodę pod ciśnieniem, co przyspiesza operację. Po napełnieniu należy jeszcze utrzymać przez pewien czas dalszy przepływ wody przez kabel, aby uzyskać pewność, że w kablu nie ma już więcej pęcherzyków powietrza.

Schemat urządzenia do napełniania wodą pokazany jest na rys. 1 w takiej postaci, jak go używa Niemiecki Państwowy Urząd Pomiarów Kraju dla kabla ułożonego już przed napełnieniem. Literami K_1 i K_2 oznaczone są końce kabla na obu brzegach niwelowanej trasy; przy K_1 działa pompa powietrzna P_1, przy K_2 — pompa P_2.

Zakończenie kabla K_1 stanowi urządzenie składające się z całego systemu rurek szklanych, których wzajemne połączenie regulowane jest za pomocą odpowiednich kranów H. Do układu rurek włączone są dwa szklane naczynia f_1 i f_2, napełnione chlorkiem wapniowym celem usunięcia powietrza, zgięta w kształcie litery U rurka r_6 zakończona z boku zbiornikiem kulistym g, zawierającym rtęć, barometr różnicowy i szklana kolba C, do której jest doprowadzona rurka r_2. Na rysunku widać poza tym naczynie gliniane a, napełnione wodą destylowaną i drugie naczynie b, na razie puste.

Po drugiej stronie kabla urządzenie jest znacznie prostsze. Kabel K_2 ma wlot do kolby e, z której przez szyjkę prowadzi rurka r_8 do zbiornika f_3 z chlorkiem wapniowym, a stamtąd do pompy P_2. Po napełnieniu kabla woda wpływa do kolby e, i dalszy dopływ wody można przerwać, zamykając kran H_6 i zapobiegając w ten sposób wtargnięciu wody do pompy.

[1]) Wydane przez „Deutsche Geodätische, Kommission bei der Beyerischen Akademie der Wissenschaften", jako publikacja „Reihe A. Höhere Geodäsie" — zeszyt 3 z 1952 roku.

Przebieg wypompowania powietrza z kabla jest następujący: przez zamknięcie kranu H przerywa się połączenie naczynia a z naczyniem b. Pracują obydwie pompy P_1 i P_2, opróżniając stopniowo kabel, co powoduje powolne podnoszenie się rtęci w rurce r_{st}. Kiedy poziom rtęci osiągnie wysokość około 760 mm, co da się stwierdzić na umieszczonej obok rurki r_{st} podziałce, włącza się przez otwarcie kranów H_7 i H_8 barometr różnicowy. Barometr ten pozwala stwierdzić stan wytworzonej próżni z dokładnością 0,1 mm ciśnienia. Wystarczy wytworzyć próżnię o ciśnieniu hydrostatycznym 1 mm. Wtedy wyłączone są pompy i po upływie kilku godzin sprawdza się, czy ciśnienie w kablu nie uległo zmianie.

Przystępując do napełniania kabla należy wpierw zamknąć krany H_5, H_7 i H_8, a otworzyć kran H_1, co spowoduje dopływ wody z a do b. W tym czasie pompa P_2 na drugim brzegu czynna jest bez przerwy. Woda spływa z b do kolby C przez rurkę r_2. Wylot tej rurki do kolby C zakończony jest dyszą, która powoduje rozpylenie wody, dzięki czemu zawarte jeszcze w wodzie cząsteczki powietrza mogą być wessane przez wolno pracującą pompę P_1 poprzez rurki r_4. Całkowicie pozbawiona powietrza woda wpływa z kolby do kabla K_1. Dopiero w chwili dojścia wody do kolby e na przeciwległym brzegu zostaje zamknięty kran H_6 i wyłącza się pompę P_2.

Taki jest przebieg napełniania wodą kabla, stosowany przez Niemiecki Urząd Geodezji, gdy woda jest wsysana, a nie wtłaczana. Napełnienie 1 km bieżącego kabla trwa około 7 godzin, a więc napełnianie kabla na trasie długości 20 km wymagałoby, uwzględniając powolny spadek szybkości napełniania, około 6 dni.

Urządzenie pawilonów obserwacyjnych

Ponad końcami K_1 i K_2 kabla, przypompowanymi pionowo do żelaznych sztab osadzonych w blokach betonowych, budowane są pawilony obserwacyjne w ten sposób, że wstrząsy w pawilonie nie mogą przenieść się na blok ze sztabą i na przymocowany do sztaby kabel.

Koniec rurki kabla doprowadzony jest do kolby szklanej z oszlifowaną szyjką, w której osadzona jest pionowo rurka odczytowa. W pawilonie znajdują się poza tym dwa barometry precyzyjne i chronometr oraz, jeżeli to możliwe — stacja radioodbiorcza, która umożliwia kontakt między obydwoma punktami obserwacyjnymi.

Rurka odczytowa o średnicy 5,9 mm ma podziałkę milimetrową na długości 1 metra. Przy pomocy lupy szacuje się dziesiąte części milimetra. Chronometry na obu punktach obserwacyjnych muszą być codziennie sprawdzane ze względu na konieczność ścisłej synchronizacji obserwacji. Stacja radioodbiorcza znakomicie upraszcza to zadanie.

Odczyty poziomów na rurce odczytowej dokonywane są co 5—7 minut i bezpośrednio po tym notowane są wskazania barometrów.

W pobliżu pawilonu obserwacyjnego, na gruncie pewnym osadzić należy reper. Odległość należy tak dobrać, aby z odpowiedniego stanowiska niwelatora można było metodą niwelacji ze środka wyznaczyć różnicę poziomów między reperem a kreską zerową rurki odczytowej. Najbardziej celowe jest urządzenie stanowiska dla niwelatora w postaci stałego słupa, z takim obliczeniem, aby poziom osi celowej lunety był na wysokości kreski zerowej na rurce odczytowej. Niwelację kreski zerowej należy wykonywać co godzinę.

Istotne znaczenie mają odczyty barometrów, które powinny być kontrolowane raz dziennie, najlepiej przy pomocy służby meteorologicznej.

Przy większych odległościach między punktami obserwacyjnymi, na wyniki obserwacji wpływać mogą w sposób uchwytny Słońce i Księżyc oraz stan (poziom) wody. Toteż czas trwania obserwacji powinien wynosić co najmniej jeden okres, jeszcze lepiej — kilka okresów. Mając na uwadze to, że faza wahań okresowych skorupy ziemskiej wynosi okrągło 12 h 25 m, dobrze jest tak zaprojektować obserwacje, aby trwały dzień i noc w sposób ciągły przez kilka dni. Zespół obserwacji powinien wtedy umożliwić wyprowadzenie dobrego wyniku średniego. Aby ułatwić pracę obserwatorom, zastosowano przy pierwszych obserwacjach Niemieckiego Urzędu Geodezji pewne urządzenie, które pozwoliło na automatyczną rejestrację odczytów. Opis tego urządzenia podany jest we wspomnianym na wstępie artykule, który jest przedmiotem niniejszego streszczenia.

Jeżeli do automatycznej rejestracji stanu poziomu wody dołączyć jeszcze również automatyczne urządzenie notujące ciśnienie atmosferyczne — obserwatorowi pozostanie jeszcze obsługa obserwacji temperatury, której automatyczne notowania są również możliwe.

Wyznaczenie temperatury

Zmiany temperatury mogą powodować znaczne zmiany w poziomie wody w rurkach odczytowych. Jeżeli przyjmiemy oznaczenia: przez l — długość słupa wody w kablu, przez R_k — promień kabla, przez R_s — promień rurki odczytowej, przez ϱ_m gęstość wody przy odpowiedniej celowo dobranej średniej temperaturze t_m, a przez ϱ_t takąż gęstość wody przy temperaturze t, poza tym przez β — współczynnik rozszerzalności olowiu, to zmianę objętości słupa wody otrzymamy jako różnicę między zmianami objętości samej wody a zmianą pojemności kabla zawierającego tę wodę. Da się to obliczyć wg wzoru:

$$\pi \cdot R_k^2 \cdot l\left[\frac{\varrho_m}{\varrho_t} - 1 - 3\beta\,(t - tm)\right]$$

Zmiana ta wywoła zmianę poziomu wody w rurce odczytowej o $\triangle$ h. Z równości

$$\pi \cdot R_k^2 \cdot l\left[\frac{\varrho_m}{\varrho_t} - 1 - 3\beta\,(t - tm)\right] = \pi \cdot R_s^2 \cdot \Delta h$$

obliczyć można

$$\Delta h = \left(\frac{R_k}{R_s}\right)^2 \cdot l \cdot \left[\frac{\varrho_m}{\varrho_t} - 1 - 3\beta\,(t - tm)\right]$$

Jest to znaczna zmiana poziomu wody. Nörlund obliczył wg tego wzoru, który sam wyprowadził, że dla l = 18 km, R_k = 5 mm i R_s = 2,95 mm zmiany poziomu wody w rurce odczytowej będą następujące:

Temperatura	Zmiany poziomu wody w rurce odczytowej
4°	— 4,08
5°	— 3,27
6°	— 2,50
7°	— 1,74
8°	— 1,01
9°	— 0,30
10°	+ 0,41
11°	

Tak znaczne zmiany poziomu sprawiłyby praktycznie, że woda albo wylewałaby się z rurki odczytowej, albo też opuszczałaby się w głąb kabla. Należałoby ustawicznie regulować ilość wody, odlewając lub dolewając, tak aby jej poziom utrzymać na odcinku rurki z podziałką. Toteż praktyczniej będzie wmontować w urządzenie jakiś zbiornik z wodą, połączony z rurką odczytową. Zbiornik ten miałby za zadanie wyrównywanie wahań poziomu wody w rurce tak, aby poziom ten utrzymywał się, praktycznie biorąc, na tej samej wysokości. Potrzebne do tego naczynie musiałoby mieć powierzchnię dość dużą, wynoszącą przykładowo 1—2 m².

Sam pomiar temperatury wody wewnątrz kabla trzeba urządzić w taki sposób, aby dla odcinków kabla, ułożonych poza przeszkodą wodną, wmontować szereg termometrów rtęciowych, obserwowanych z zewnątrz. Dla części kabla ułożonej w wodzie ustalanie temperatury wody wewnątrz kabla może mieć miejsce albo przy pomocy elektrycznych pomiarów oporu, co wymaga zastosowania ułożonego obok kabla przewodu z takim samym płaszczem ołowianym jak w kablu, albo też przez pomiar bezpośredni temperatury wody, pobieranej czerpakiem z dna obok kabla, w odstępach co 100—200 metrów, co wymaga systematycznego objazdu motorówką trasy kabla. Część kabla ułożona pod wodą wykazuje nieznaczne zmiany temperatury. Już głębokość kilku metrów wystarcza, aby zmiany dzienne temperatury nie przekraczały 1°. Znacznie więcej kłopotu przysparza pozostała część kabla, biegnąca lądem. Tutaj pomiary temperatury powtarzać należy co najmniej raz na godzinę. Stosuje się kilkumetrowe odstępy między miejscami obserwacji temperatury. Na płytkich wodach również zajdzie potrzeba częstszego i dokładniejszego pomiaru temperatur, najlepiej przy użyciu wspomnianych już elektrycznych pomiarów w odległościach kilku dekametrów pomiar od pomiaru.

Przy zastosowaniu zbiornika wyrównawczego z wodą można będzie obserwować stan wody w sposób ciągły bez potrzeby jej dopełniania. W obserwacjach tych będą nas specjalnie interesowały zmiany zachodzące w różnicy poziomów wody w rurkach, na obu brzegach (końcach kabla), spowodowane zmianami temperatury.

W tym celu wyznacza się średnie temperatury i średnie wysokości H ponad poziom morza dla określonych odcinków kabla, ustalonych w związku z pomiarami temperatur w różnych miej-

scach tych odcinków. Dla wypadkowej zmiany różnicy wysokości między odczytami poziomów w rurkach na obu brzegach otrzymamy całkę

$$\int (\rho_m - \rho_t) \cdot dH$$

Przebieg pomiarów

Jeżeli nie da się zastosować automatycznej rejestracji poziomów wody w obu rurkach odczytowych, należy co 5—7 minut odczytywać te poziomy przy pomocy lupy lub dioptru w ciągu 45 minut każdej godziny. Pozostałe 15 minut poświęcić należy na przeprowadzenie obserwacji temperatur i na niwelację, dowiązującą kreskę zerową rurki odczytowej do reperu.

Niemniej ważne obserwacje ciśnienia atmosferycznego dokonywane są bezpośrednio po obserwacji rurki odczytowej i to na obu barometrach w każdym pawilonie obserwacyjnym. Zaobserwowane odczyty barometrów, po wprowadzeniu stałych dla danego narzędzia, przeliczane są na ciśnienia hydrostatyczne, a zmiany tego ciśnienia, już bez innych manipulacji, wprowadzane są jako poprawki do odczytu wysokości.

Przy końcu każdego dnia obserwacji zestawiane są wyniki obserwacji w specjalnym wykazie, zawierającym szereg rubryk z obserwacjami i wynikami obliczeń wyrazów poprawkowych, a w końcu ostateczne skorygowane odczyty K_A i K_B na obu rurkach. Wyniki te wraz z wynikami niwelacji, dowiązującej kreski zerowe do reperów, dają różnice wysokości reperów na obu brzegach. W referacie swoim Gigas podaje treść poszczególnych rubryk tego wykazu.

Najbardziej istotne z nich są: Suma ($h_A + h_B$) odczytów na rurkach odczytowych obu stacji, potrzebna dla licznych obliczeń statystycznych, różnica ($h_A - h_B$) tych odczytów; poprawki powstałe na skutek zmian ciśnień atmosferycznych na obu stacjach, wyrażone w dziesiątych częściach milimetra ciśnienia hydrostatycznego; zmiany poziomów kresek zerowych, zaobserwowanych w odstępach godzinnych (przy niwelacji nawiązującej); następnie poprawki ze względu na temperaturę i wreszcie ostatnia rubryka, zawierająca skorygowane odczyty K_A i K_B, które, połączone z wynikami niwelacji kreski zerowej, dają poszukiwaną różnicę wysokości obu reperów.

Cały szereg przyczyn wpływa na wynik, powodując zmiany w różnicy odczytów rurek. Do tych przyczyn należą zmiany poziomu wód, błędy obserwacji temperatur i ciśnień wreszcie Słońce i Księżyc zwłaszcza przy większych odległościach między reperami. Dla lepszego porównania wyników, ten niezwykle obfity materiał obserwacyjny grupuje się, wyprowadzając średnie wartości godzinne i dzienne, a wreszcie ostateczną średnią ze wszystkich obserwacji. Ciekawe jest zestawienie otrzymanych wyników.

Niwelacja duńska poprzez Öresund długości 4,1 km dała:

— wahania poszczególnych odczytów od 8,3 mm do 13,9 mm (największa różnica 5,6 mm),

— wahania średnich godzinnych od 9,8 mm do 13,0 mm (największa różnica 3,2 mm);

— wahania średnich dziennych od 11,16 mm do 11,92 mm z różnicą 0,76 mm.

Dwudniowa obserwacja wystarczyłaby w tym przypadku. Jednak Duńczycy, chcąc gruntownie poznać warunki i przebieg pomiarów, poświęcili na obserwację aż 13 dni. Średni błąd dla wyników za cały ten okres wypadł równy ± 0,04 mm.

Jeszcze bardziej pouczające wnioski można wyprowadzić z wyników również duńskiej niwelacji poprzez Wielki Belt (18 km); w tej niwelacji wyraźnie zaznaczył się znaczny wpływ przypływu i odpływu. Wahania tej niwelacji wyniosły: dla poszczególnych odczytów 14,6 — 31,4 (16,8) mm, dla średnich godzinnych 18,9 — 30,0 (11,1) mm i dla średnich dziennych 21,22 — 22,67 (1,44) mm.

Ogólna średnia miała średni błąd ± 0,09 mm wyprowadzony z 19-dniowych obserwacji.

Ten sam odcinek przeniwelowano w dwóch częściach o długości 8,3 oraz 9,5 km. Wahania poszczególnych odczytów wyniosły w tej niwelacji:

dla odcinka 8,3 km 3,9 — 8,8 (4,9) mm,
i dla odcinka 9,5 km 36,4 — 40,8 (4,4) mm.

Porównanie tych danych z poprzednimi wyraźnie wskazuje, jak znacznie maleje wpływ przypływu i odpływu na krótszych odległościach.

Wykonana przez Niemiecki Urząd Geodezji niwelacja hydrostatyczna pomiędzy lądem a Rugią sprawdzona została przy pomocy niwelacji precyzyjnej; różnica między wynikami z obu metod wyniosła 0,1 mm.

Uwagi końcowe

Podajemy jeszcze uwagi Gigasa sformułowane w końcu referatu.

Wyniki obserwacji podane wyżej wskazują, jak wielką dokładność można uzyskać metodą niwelacji hydrostatycznej, zachowując w czasie obserwacji konieczne środki zabezpieczające. Wahania występujące w poszczególnych obserwacjach można wytłumaczyć przeważającym działaniem zmian poziomu wód morza i wpływem przyciągania Słońca i Księżyca, które to działanie można przedstawić graficznie. Jeżeli porównać te wykresy z wykresami wyników obserwacji — zadziwia wielkie podobieństwo krzywych. I na odwrót: z tych wahań obserwacji można uzyskać cenne wnioski dotyczące elastyczności skorupy ziemskiej. Słońce i Księżyc wywołują odchylenia pionu. Powstała na skutek tego deformacja geoidy wywołuje chwilowe zmiany w różnicy wysokości ($h_A - h_B$). Jeżeli wpływ ten wyrazić liczbowo, stosując wzór Newcomba dla potencjału (porównaj również Jordan — Eggert, tom III) — wpływ na zmianę wysokości wypadnie większy niż go się w rzeczywistości zaobserwuje. Powodem jest elastyczność skorupy ziemskiej, która również przyciągana jest przez Słońce i Księżyc i w ten sposób zmniejsza wpływ zakłóceń pionu. Gdyby ziemia była całkowicie płynna, nie można byłoby w ogóle stwierdzić żadnego wpływu na różnice wysokości i na odwrót, gdyby ziemia była całkowicie sztywna, zaobserwowano by pełną wartość wpływu, obliczonego teoretycznie. Stąd też różnica między wartością wyprowadzoną teoretycznie i wartością zaobserwowaną, daje dość wiarygodną wielkość charakteryzującą elastyczność skorupy ziemskiej.

Wnioski

Podaliśmy wyżej dość szczegółowe streszczenie referatu Gigasa, o którym wspomniano na wstępie. Opis ten pozwala ogólnie zorientować się w istocie niwelacji hydrostatycznej, jak i w praktycznych możliwościach i potrzebach jej zastosowania.

Mając na uwadze pozycję prac naukowych wśród innych prac społeczeństwa socjalistycznego, a mianowicie (bezpośredni) związek nauki z praktycznymi potrzebami tego społeczeństwa, postawimy sobie pytanie, czy opisana metoda może mieć zastosowanie praktyczne w naszym kraju i jeżeli tak, to jakie.

Stwierdzić trzeba przede wszystkim, że metoda ta, realizowana w formie opisanej przez Gigasa, jest bardzo uciążliwa i wydaje się bardzo kosztowna. Jako rzecz u nas dotychczas nie stosowana, może spowodować wiele trudności przy jej wprowadzeniu. Nie powinno to nas odstręczać, jeżeli uznamy potrzebę jej zastosowania: nie brak będzie w tym przypadku ani środków, ani inwencji, aby drogą odpowiednich uproszczeń przystosować wykonanie do konkretnych potrzeb. Chodzi więc o ustalenie, czy takie potrzeby istnieją.

Wydaje nam się, że zastosowanie tej metody mogłoby z pożytkiem mieć u nas miejsce w niżej omówionych przypadkach.

1. Zakładając, że jest możliwe znaczne uproszczenie operacji i środków, można by było niwelację hydrostatyczną zastosować w szeregu przypadków do powiązania reperów na przeciwległych brzegach szerokich rzek (Wisła), w szczególności w niwelacji najwyższej precyzji przy powiązaniu fundamentalnych punktów wiekowych podstawowej sieci niwelacyjnej państwa.

Znana od kilkudziesięciu lat specjalna metoda w niwelacji geometrycznej (z zastosowaniem sygnałów), stosowana przy przejściu linią niwelacyjną przez rzeki lub inne zbiorniki wodne, jako przeszkody, jakkolwiek może objąć zasięgiem swoim wspomniane odległości i w niwelacji precyzyjnej zadanie swoje spełnia, jednak w zastosowaniu do celów wyżej wymienionych, sądzimy, nie osiągnie wymaganych dokładności.

Jeżeli przyjmiemy bowiem, że współczesna technika umożliwia wykonanie niwelacji geometrycznej najwyższej klasy ze średnim błędem ± 0,3 mm na 1 km, to zdaniem naszym osiągnięcie takich wyników w przypadkach przejścia przez rzekę z zastosowaniem sygnałów jest bardzo trudne do osiągnięcia.

W tych warunkach wyniki o wysokiej dokładności można osiągnąć stosując niwelację hydrostatyczną, która jest, jak wykazały przeprowadzone próby, dokładniejsza od najlepszej niwelacji geometrycznej.

Należałoby do tego zastosować urządzenie przenośne, co nie przedstawiałoby specjalnych trudności: elementami stałymi urządzenia byłyby, poza reperami, tylko bloki cementowe ze sztabami do przytwierdzenia kabla.

2. Jeżeli chodzi o warunki, w jakich metoda hydrostatyczna była dotychczas głównie stosowana (mamy na myśli przejście przez morze na odległość ponad dwa kilometry), potrzeby tego rodzaju mogłyby zajstnieć u nas w Zalewie Szczecińskim i ewen-

tualnie w Zatoce Gdańskiej u ujścia Wisły. A więc potrzeby takie, w niewielkim zresztą stopniu, mogą u nas zaistnieć.

3. Jak wiadomo, na wybrzeżu Bałtyku istnieją znaczne ruchy skorupy ziemskiej w kierunku pionowym. Obok powolnych pionowych ruchów powierzchni naszego kraju jest obserwowane gwałtowne (około 1 m na stulecie) podnoszenie się lądu Fenoskandii. Daje to możność przeprowadzenia bardzo ścisłej obserwacji pionowych ruchów skorupy ziemskiej na tym ciekawym ich ośrodku, jaki w naszej epoce stanowi Bałtyk.

Dokładne i systematycznie prowadzone obserwacje geodezyjne tych ruchów mogą wnieść wiele światła do uzasadnienia teorii tych ruchów. Na konieczność tego rodzaju obserwacji już była zwracana uwaga świata nauki, zarówno przed drugą wojną światową, jak i po wojnie; dzisiaj sądzimy, konieczność kontynuowania tych prac badawczych w większej skali międzynarodowej niewątpliwie jest uznawana przez wszystkich geofizyków, geologów i innych naukowców interesujących się tym zagadnieniem. Dotychczasowe prace badawcze nad zaobserwowanymi w Szwecji nieregularnościami w fennoskandyjskim polodowcowym wznoszeniu się lądu z punktem maksymalnym w okolicach między Morzem Bałtyckim a Zatoką Botnicką — stanowią już poważny wkład w tej dziedzinie nauki, wniesiony przez naukowców szwedzkich.

Można przypuszczać, że bezpośrednie okresowe najwyższej klasy niwelacje obu przeciwległych brzegów Bałtyku najlepiej zaspokoją tę potrzebę, a niwelacja hydrostatyczna wydaje się w obecnej chwili najwłaściwszą i jedyną metodą dla tego celu. Pod tym względem początek już zrobili Duńczycy, którzy wykonali niwelacje hydrostatyczne na duże odległości, przeprowadzone w roku 1938 i 1939 poprzez szerokie cieśniny bałtyckie, łącząc między innymi brzegi Danii i Szwecji. Pomiary hydrostatyczne w połączeniu z pomiarami najwyższej klasy niwelacji geometrycznej z dwu okresów w odstępach 43 lat dały ciekawy materiał porównawczy do badań ruchów ziemi w tej okolicy Bałtyku. Dla wszechstronnego zbadania ruchów po obu stronach Bałtyku byłoby wskazane przeprowadzenie (przy pomocy niwelacji hydrostatycznej w różnych miejscach) kilka tego rodzaju połączeń przeciwległych brzegów morza, z których jedno prowadziłoby z brzegów polskich do przeciwległych — szwedzkich. Przyjmując punkt wyjściowy w okolicy Kołobrzega i kierując trasę niwelacji po linii największego spadku krzywych wynurzania się lądów Fennoskandii (patrz „Ziemia", Edward Stenz, PWN 1953. str. 85), a więc przez wyspę Bornholm na Szwecję, mielibyśmy do pokonania morską trasę o łącznej długości około 140 km i maksymalnej głębokości morza około 120 m; trudności te, zdaniem naszym, możliwe są do przezwyciężenia.

4. Jest jeszcze jedna potrzeba, o której warto wspomnieć, chociaż zarysowuje się mniej wyraźnie, niż przytoczone wyżej. Chodzi o badania okresowych ruchów skorupy ziemskiej.

W tej dziedzinie nauka nie zamknęła jeszcze swych dociekań. Zaznaczamy od razu, że według znanych obecnie wyników badań zagranicznych, wpływ przyciągania Słońca i Księżyca łącznie z innymi wpływami mało zbadanymi powoduje ruchy skorupy ziemskiej rzędu 2 mm w różnicy wysokości dwóch punktów na odległość 25 km. Jeżeli porównamy wielkość tych zmian z dokładnością osiąganą obecnie w niwelacji geometrycznej największej precyzji (średni błąd ca 0,3 mm na 1 km), stwierdzić trzeba, że ze zmianami tymi należy się poważnie liczyć przy obliczaniu wyników niwelacji. Szereg państw stosuje już obecnie poprawki ze względu na przyciąganie Słońca i Księżyca. Dokładna znajomość wielkości tych zmian jest więc potrzebna. Jakkolwiek stosowany jest już obecnie wzór, według którego możemy i dla naszych warunków obliczyć teoretycznie uzasadnioną liczbową wartość omawianych poprawek, sprawdzenie słuszności tego wzoru na podstawie wyników odpowiednich pomiarów jest zadaniem, które również Polska powinna rozwiązać na własnym terenie.

Do takiego rozwiązania, jak to już zaznaczył Gigas, obfity materiał może dostarczyć właśnie niwelacja hydrostatyczna, jeżeli obejmuje dostatecznie długi odcinek.

Tę potrzebę należy więc również mieć na uwadze, układając już konkretny plan ewentualnych prac niwelacyjnych typu hydrostatycznego.

Naszkicowaliśmy wyżej perspektywy ewentualnego zastosowania metody niwelacji hydrostatycznej w naszych warunkach i dla naszych potrzeb. Jest to ogólna próba rzutu okiem w przyszłość w tej dziedzinie. Pragnęliśmy jedynie ogólnie zasygnalizować, że taki problem istnieje. Bardziej szczegółowe i głębsze przeanalizowanie tego problemu jest już rzeczą szerszego grona fachowców, od oficjalnych czołowych instytucji, jak Centralny Urząd Geodezji i Kartografii, Geodezyjny Instytut Naukowo-Badawczy i Politechnika począwszy i nie wyłączając wkładu indywidualnego „naukowców z zamiłowania", którzy się tym problemem zainteresują.

Dalmierz systemu Heckmanna w zastosowaniu do poligonizacji technicznej i zdjęć busolowych

Mgr inż. Zbigniew Łabęcki

W technice pomiarowej zauważyć się daje w ostatnich latach tendencję do zastąpienia bezpośrednich pomiarów odległości pomiarami pośrednimi, opierającymi się na metodach optycznej i paralaktycznej. Tendencja ta jest wyrazem dążeń do:

1. uniezależnienia się od warunków terenowych,

2. zwiększenia dokładności i wydajności pracy przy jednoczesnym zmniejszeniu kosztów pomiaru drogą zmechanizowania niektórych czynności i zastąpienia pracy człowieka pracą odpowiednio zbudowanego instrumentu.

Realizacja tych zamierzeń postępuje szybko naprzód dzięki postępowi technicznemu, jaki zaznacza się w budowie nowoczesnych urządzeń, dostosowanych do optycznego pomiaru odległości. Urządzenia te, jak wiadomo, mechanizują czynność rozwiązywania trójkąta paralaktycznego przy założeniu zmiennej bazy i stałego kąta paralaktycznego.

Podczas pomiarów szczegółowych stosowane są przede wszystkim dalmierze dwuobrazowe oparte na działaniu pryzmatów, klinów optycznych, płytek płaskorównoległych itp. Wobec wysokich kosztów tych dalmierzy, sprowadzanych z zagranicy oraz braku ich w produkcji krajowej, należałoby rozważyć możliwości zastosowania dalmierzy tanich i mniej skomplikowanych, które w niektórych wypadkach poligonizacji technicznej mogłyby zastąpić nieekonomiczną taśmę stalową.

W latach 1950—1952 zainicjowane zostały przez Zakład Miernictwa Katedry Inżynierii Leśnej SGGW próby zastosowania znanego, jednoobrazowego dalmierza syst. Heckmanna do pomiarów leśnych. Pierwsze wyniki otrzymane zostały przy pomocy specjalnej łaty poziomej, opracowanej przez Zakład Miernictwa Katedry Inżynierii Leśnej. Zakres przeprowadzonych doświadczeń był jednak bardzo wąski i obejmował w zasadzie odcinki krótkie, nie przekraczające 80 m.

Obecnie podaje się do wiadomości dalsze wyniki pomiarów doświadczalnych, wykonanych dalmierzem syst. Heckmanna i obejmujących swoim zakresem poligonizację techniczną.

Pomiarów dokonano w lasach doświadczalnych SGGW.

a. w terenie łatwym i dostępnym dla pomiaru bezpośredniego oraz

b. w terenie trudno dostępnym, nie nadającym się wskutek skomplikowanej rzeźby do pomiarów bezpośrednich.

Wybór dalmierza syst. Heckmanna podyktowany został następującymi własnościami tego dalmierza:

1. prostotą budowy i możliwością jego produkowania w kraju,

2. niewielkimi kosztami produkcji oraz możliwością zastosowania we wszystkich instrumentach z lunetami,

3. wystarczającą, jak dla pomiarów leśnych, dokładnością.

Tę ostatnią własność sprawdzono podczas przeprowadzonych pomiarów doświadczalnych.

Wszystkie pomiary wykonano za pomocą specjalnych łat, zaprojektowanych przez Zakład Miernictwa Katedry Inż. Leśnej SGGW.

Analizie poddano:

1. Wyniki pomiaru odcinków różnej długości (boki poligonów busolowych oraz boki poligonizacji technicznej) otrzymane dalmierzem syst. Heckmanna. Wyniki te przyrównane zostały do odpowiednich wyników, otrzymanych sposobem bardziej dokładnym (w terenie równym i dostępnym przy pomocy taśmy sta-

lowej, w terenie trudnodostępnym i skomplikowanym pod względem wysokościowym przy pomocy dalmierza tachymetru „Redta" Bosshardt-Zeissa).

2. Wyniki poligonizacji technicznej oraz wyniki niezależnych pomiarów busolowych sprowadzone do współrzędnych punktów poligonowych za pośrednictwem boków poligonów, pomierzonych dalmierzem syst. Heckmanna. Wyniki te zostały przyrównane do odpowiednich wyników otrzymanych z pomiaru taśmą stalową lub dalmierzem „Redty".

3. Powierzchnie doświadczalnych poligonów, otrzymane przy pomocy współrzędnych.

Pomiar 1

Pomiar ten miał za zadanie zbadanie łaty i dalmierza w warunkach pomiaru obiektu leśnego w terenie dostępnym i łatwym do pomiaru. Bazą doświadczalną była sieć niezależnej poligonizacji technicznej (z 1 ciągiem związkowym) założona na powierzchni leśnej około 180 ha i pomierzona przy użyciu instrumentu 20″ dokładności oraz mierniczej taśmy stalowej. Z obliczenia bazy, złożonej z 37 boków o łącznej długości 6664 m (średnia długość boku 180 m) okazało się, że odchyłki liniowe ciągów (±0,22; ±0,31 i ±0,19 m) mieściły się w granicach odchyłek dopuszczalnych dla terenów kat. C i D.

Boki wyżej wymienionych ciągów podzielono na odcinki krótsze (około 53 m długości), które utworzyły sieć ciągów busolowych, obejmujących punkty poligonizacji technicznej oraz punkty otrzymane z podziału. Pomiar tej sieci, złożonej ze 126 boków, wykonany został instrumentem busolowym przy zastosowaniu dalmierza syst. Heckmanna i łaty, opisanej w nr 4 Przeglądu Geodezyjnego z roku 1952.

Wyniki z pomiaru dalmierzem opracowano w następujący sposób:

1. Ustalono przybliżoną wartość błędu systematycznego odczytów odległości, wynikającą z niedokładnego wykonania łaty, niedokładnego obliczenia stałych dalmierza, wpływu temperatury i wilgotności powietrza oraz wpływu indywidualnych własności wzroku obserwatora (przeliczając na jednostkę długości różnicę między sumami boków pomierzonych taśmą i dalmierzem). Błąd systematyczny odczytów o wartości około 4 cm na długość jednego boku poligonu wyeliminowano ze wszystkich spostrzeżeń.

2. Przyjmując wyniki pomiaru taśmą za prawdziwe, obliczono błędy spostrzeżeń, otrzymanych dalmierzem syst. Heckmanna, po czym obliczono wzorem Gaussa błąd średni jednego pomiaru. Do obliczenia posłużyły wyniki pomiaru 126 boków poligonu busolowego przy średniej długości jednego boku 53 m.

— Błąd średni pomiaru jednego boku ± 2,9 cm
„ „ „ boku przeliczony na odcinek 100 m dług. ± 5,5 cm
— Błąd maksymalny rzeczywisty (największa różnica między wynikiem pomiaru taśmą a wynikiem pomiaru dalmierzem na długości 57,5 m) 8,0 cm
— Błąd maksymalny względny 1/500

W stosunku do wyników pomiaru taśmą uważanych za bezbłędne, wszystkie wyniki z pomiaru dalmierzem wykazały różnice **d** mniejsze od **d** max dla terenów kat. C i D wszystkich stopni trudności.

3. Biorąc pod uwagę długości boków bazy oraz długości tych samych boków, otrzymane przez sumowanie boków ciągów busolowych, obliczono błąd średni i maksymalny pomiaru jednego boku bazy. Do obliczenia użyto wszystkich 37 boków bazy przy średniej długości jednego boku 180 m.

— Błąd średni pomiaru boku poligonu, otrzymanego przez sumowanie boków poligonów busolowych (średnia długość 180 m) ± 6,4 cm
— Błąd średni pomiaru boku przeliczony na odcinek 100 m dług. ± 3,6 cm
— Błąd maksymalny rzeczywisty (na długości 97,5 m) 13,0 cm
„ „ względny 1/750

Jak widzimy i w tym wypadku wszystkie wyniki wykazały różnice mniejsze od **d** max dla terenów kat. C i D wszystkich stopni trudności.

4. Z analizy współrzędnych punktów poligonowych, otrzymanych z przeliczenia, wyników pomiaru dalmierzem i porównanych ze współrzędnymi odpowiednich punktów bazy.

— Odchyłka liniowa współrzędnych punktu węzłowego (z przyrównania do odpowiednich współrzędnych bazy) ± 0,2 m
— Odchyłki liniowe dla poszczególnych ciągów sieci (obliczone i rozpatrywane niezależnie od wyników obliczenia bazy) ± 0,38; ± 0,45 i ± 0,17 m
— Maksymalna odchyłka liniowa punktu poligonowego (z przyrównania do odpowiednich współrzędnych punktu poligonowego) ± 0,31 m
— Odchyłki liniowe ciągów mieszczą się jak widzimy w granicach f_1 max dla ciągów poligonowych terenu kat. C i D.

5. Z analizy współrzędnych punktów busolowych, otrzymanych z przeliczenia wyników pomiaru dalmierzem i porównanych ze współrzędnymi odpowiednich punktów bazy.

— Odchyłka liniowa współrzędnych punktu węzłowego ± 0,21 m
— Odchyłki liniowe dla poszczególnych ciągów sieci ± 1,05; ± 0,71; ± 0,36 m
— Maksymalna odchyłka liniowa punktu busolowego ± 0,68 m
— Odchyłki liniowe ciągów busolowych otrzymano stosunkowo niewielkie (zwiększenie dokładności poligonów busolowych uzyskano przez wprowadzenie poprawek azymutów z uwagi na zmiany dobowe deklinacji magnetycznej).

Pomiar 2

Pomiar ten miał na celu ustalenie dokładności wyników, otrzymywanych przy zastosowaniu łaty, przedstawionej na rysunku, w wypadku pomiaru odcinków 100—120 m długości.

Ze względu na możliwość oddziaływania na wyniki zmiennych własności wzroku obserwatora, pomiar przeprowadzony został kolejno przez trzech obserwatorów.

Ogółem pomierzono 10 boków 100—120 m długości uzyskując dla każdego boku po trzy spostrzeżenia. Każdy obserwator notował swoje spostrzeżenia oddzielnie nie porozumiewając się z pozostałymi osobami pracującego zespołu. Oprócz obserwatorów w pomiarach wzięły udział dwie osoby, które wraz z łatą znajdowały się na wytyczonej prostej. Na prostej tej dokładnie w odległości 100 i 120 m utrwalone zostały paliki z gwoździami, a między palikami przeciągnięta została zwykła 20-metrowa taśma stalowa.

Pomiaru dokonano w następujący sposób: osoby pracujące przy taśmie, po ustawieniu łaty w dowolnym miejscu nad taśmą, zapisywały odległość, odczytaną bezpośrednio na podziale taśmy; w międzyczasie grupa obserwatorów wykonywała kolejno odczyty przy pomocy dalmierza. Po zapisaniu przez obserwatorów wszystkich odczytów zmieniano położenie łaty; po czym serię odczytów rozpoczynano od początku.

Wyniki pomiaru po usunięciu błędu systematycznego porównano z odległościami, odczytanymi na taśmie i uważanymi za bezbłędne. Z otrzymanych w ten sposób różnic obliczone zostały błędy średnie pojedynczego pomiaru dla każdego obserwatora oddzielnie. Wartości tych błędów, jak również maksymalnych błędów rzeczywistych i maksymalnych błędów względnych podane są na załączonej tablicy.

	Błąd średni pomiaru boku w cm (średn. dług. 111 m)	Błąd średni w cm na dług. 100 m (z przeliczenia)	Błąd maksymalny w metrach	
			rzeczywisty	względny
Obserwator I	± 3,5	± 3,2	0,07	1/1449
II	± 2,6	± 2,3	0,05	1/2349
III	± 5,3	± 4,8	0,12	1/941

Z tablicy tej wynika, że uzyskana dokładność mieści się w granicach błędów dopuszczalnych dla terenów kat. C i D (częściowo nawet kat. B) wszystkich stopni trudności. Największy błąd rzeczywisty 0,12 m oraz największy błąd względny 1/941 otrzymano na długości około 113 m.

Z analizy poszczególnych spostrzeżeń ustalono również, że błąd systematyczny wykazały jedynie spostrzeżenia obserwatora I, który otrzymywał wyniki za małe w stosunku do wyników taśmy (dla obserwatorów II i III błąd systematyczny okazał się bardzo mały i wahał się w granicach ± 0,5 cm). Spostrzeżenia tego obserwatora wskazywałyby zatem, że przy pracy dalmierzem syst. Heckmanna istnieje możliwość wpływu indywidualnych własności wzroku oraz szczególnych tendencji osoby odczytującej (podobny charakter błędu systematycznego wykazywały również spostrzeżenia I obserwatora otrzymane podczas sprawdzenia dalmierza dwuobrazowego Kerna).

Pomiar 3

Pomiar ten miał za zadanie ustalenie możliwości zastosowania dalmierza i łaty przedstawionej na rysunku do poligonizacji technicznej oraz niezależnych pomiarów busolowych w przypadku szczególnie trudnych warunków pomiaru. Bazę doświadczalną o powierzchni około 111 ha obrano w terenie silnie zróżnicowanym pod względem wysokościowym (spadki na długości 70—80 m dochodziły do 34°) oraz w całości pokrytym lasem liściastym. System głębokich wąwozów oraz obfitość urwisk i bogactwo roślinności klasyfikują teren jako nie nadający się do pomiarów taśmą stalową.

Bazę, składającą się z dwóch ciągów obwodowych i jednego związkowego (ogółem 46 boków o łącznej długości około 5672 m) pomierzono tachymetrem „Redta" Bosshardt-Zeissa. Otrzymane po obliczeniu bazy odchyłki liniowe ciągów mieściły się w granicach dopuszczalnych dla wszystkich kategorii terenu.

Pomiaru bazy dokonano również 20″ teodolitem Gerlach, zaopatrzonym w dalmierz syst. Heckmanna. Z ogólnej ilości 46 boków 15 pomierzono bez dzielenia ich na części, pozostałe natomiast po uprzednim podzieleniu ich na części do 80 m długości. Części te dołączone zostały później do sieci poligonów busolowych, pokrywającej się z siecią normalnej poligonizacji technicznej. Ciągi busolowe pomierzone zostały oddzielnie przy pomocy instrumentu busolowego zaopatrzonego w dalmierz syst. Heckmanna.

Wyniki z pomiaru dalmierzem opracowano w następujący sposób:

1. Ustalono błąd systematyczny odczytów. Błąd ten dla boków dłuższych i nie podzielonych na części okazał się nieco większy niż dla boków pozostałych, otrzymywanych przez sumowanie ich części. Po wyeliminowaniu tego błędu obliczono, przy założeniu, że wyniki pomiaru dalmierzem „Redty" są bezbłędne, błędy średnie pomiaru jednego boku poligonu a) dla boków nie dzielonych na części oraz b) dla pozostałych boków poligonów.

Na podstawie analizy wyników ustalono:

a. Błąd średni pomiaru jednego boku pomierzonego w całości (średnia długość 102 m)	± 7,2 cm
jw. lecz przeliczony na odcinek 100 m długości	± 7,0 cm
— Błąd rzeczywisty maks. (na długości około 108 m)	0,18 m
— Błąd maksymalny względny	1/598
b. Błąd średni pomiaru jednego boku pomierzonego w dwóch częściach (średnia długość około 134 m)	± 8,3 cm
jw. lecz przeliczony na odcinek 100 m długości	± 6,2 cm
— Błąd rzeczywisty maks. (na długości około 115 m)	0,16 m
— Błąd maksymalny względny	1/721

W stosunku do wyników otrzymanych za pomocą Redty wyniki z pomiaru dalmierzem syst. Heckmanna wykazały różnice **d** mniejsze od max **d** dla terenów kat. C i D (z wyjątkiem terenów kat. C szczególnie łatwych do pomiaru).

2. Z analizy współrzędnych punktów poligonowych otrzymanych z przeliczenia wyników pomiaru dalmierzem i porównywanych ze współrzędnymi odpowiednich punktów bazy wynika, że

— Odchyłka liniowa współrzędnych punktu węzłowego przyrównywanych do odpowiednich współrzędnych bazy	± 0,19 m
— Odchyłki liniowe dla poszczególnych ciągów sieci	± 0,39 m; ± 0,52 m; ± 0,21 m
— Maksymalna odchyłka liniowa punktu poligonowego	± 0,22 m

— Odchyłki liniowe ciągów mieszczą się, jak widzimy, w granicach max. f_1 dla ciągów poligonowych zakładanych w terenie kat. B, C i D.

3. Z analizy współrzędnych punktów busolowych, otrzymanych z przeliczenia wyników pomiaru instrumentem busolowym i dalmierzem Heckmanna oraz porównanych ze współrzędnymi odpowiednich punktów bazy wynika, że

— Odchyłka liniowa współrzędnych punktu węzłowego	± 1,18 m
— Odchyłki liniowe dla poszczególnych ciągów sieci	± 1,18 m; ± 0,69 m; ± 0,1 m
— Maksymalna odchyłka liniowa punktu busolowego	± 1,19 m

O stosunkowo dużych wartościach powyższych odchyłek zadecydował wpływ niekorzystnego umiejscowienia się błędów azymutów magnetycznych, dochodzących do 14′,4.

Ze względu na brak odpowiednich danych z pomiaru dalmierzem Redty analizy dokładności boków poligonów busolowych nie przeprowadzono.

4. Z analizy powierzchni ze współrzędnych wynika, że powierzchnia obliczona na podstawie wyników poligonizacji technicznej, przeprowadzonej za pomocą instrumentu z dalmierzem Heckmanna, różni się od powierzchni bazy zaledwie o 2,5 m² (błąd względny tej powierzchni wynosi około 1/436000).

Ta sama powierzchnia otrzymana sposobem ciągów busolowych okazała się różna od powierzchni bazy o 399 m² (błąd względny około 1/2790).

Na podstawie wszystkich wyników pomiarów doświadczalnych należy stwierdzić, że uzyskana dokładność odpowiada wymaganiom, ustalonym przez Przepisy o Pomiarach Kraju (Instrukcja B-III) dla terenów kat. C i D (z wyjątkiem terenów kat. C. szczególnie łatwych do pomiaru).

W szczególności świadczyć będą o tym otrzymane drogą obliczeń

a. wartości błędów średnich jednego pomiaru boku,

b. maksymalne wartości tych błędów oraz

c. odchyłki liniowe dla poszczególnych ciągów.

Wartości błędów spostrzeżeń, jak również wartości odchyłek liniowych ciągów w żadnym wypadku nie przekraczają wartości dopuszczalnych.

Błąd średni pomiaru jednego boku poligonu długości około 100 m waha się w granicach 2,3—7,0 cm osiągając mniejszą wartość przy porównywaniu wyników pomiaru dalmierzem z wynikami pomiaru taśmą stalową. Wynikałoby z tego, że mimo przeprowadzonej rektyfikacji tachymetr Redta podczas szybkiej pracy wykonywanej w szczególnie trudnych warunkach terenowych mógł się okazać mniej dokładny od pomiarów taśmowych przeprowadzonych w warunkach szczególnie wygodnych dla pomiaru.

Niektóre serie wyników wykazywały obecność błędu systematycznego. Aczkolwiek błąd ten (o wartości 3—6 cm na 100 m długości) występował tylko przy porównywaniu wyników z pomiaru dalmierzem z wynikami otrzymanymi Redtą, to jednak z możliwością jego należy się poważnie liczyć (dowodem tego są spostrzeżenia obserwatora I z pomiaru 1).

Oprócz szczególnych tendencji obserwatora, które mogą się niekiedy ujawnić, choćby ze względu na zależność wyników pomiaru odległości od pojedynczych odczytów łaty, należy wziąć pod uwagę niedostosowanie podziału łaty do przyjętych stałych dalmierza oraz wpływ zmian objętościowych łaty, wywołanych zmianami temperatury i wilgotności powietrza. W tym ostatnim wypadku liczyć się należy z odkształceniami łaty w kierunku jej osi w granicach ± 0,5 mm, co odpowiadałoby błędom odczytywanych odległości ± 5 cm.

Podkreślić należy, że warunki, w jakich przeprowadzono pomiar 2, wykluczały możliwość wzajemnej sugestii obserwatorów oraz osób zespołu pracującego przy łacie.

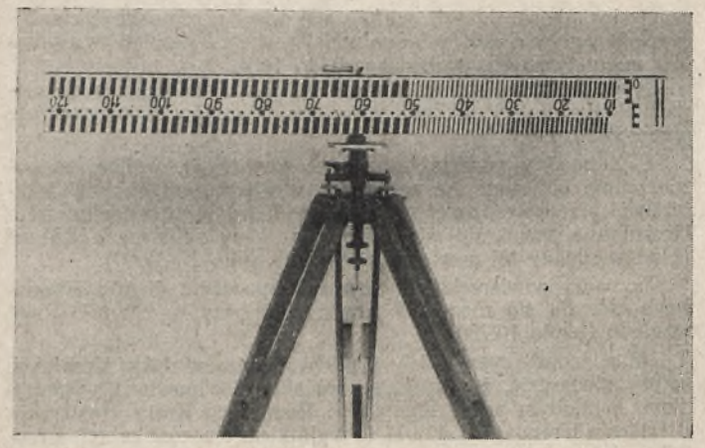
Z analizy powierzchni ze współrzędnych wynika, że błędy względne powierzchni, otrzymywanych jako rezultat pomiaru dalmierzem syst. Heckmanna są bardzo małe i z tego powodu osiągnięta dokładność w zupełności odpowiada wymaganiom poligonizacji technicznej oraz niezależnych pomiarów busolowych.

Uwagi o budowie dalmierza i łaty.

Dalmierz użyty do doświadczeń wykonany został na płytce szklanej za pomocą nacięć. Wskutek niejednakowej głębokości i szerokości nacięć, powodujących wewnętrzne załamywanie się promieni, otrzymywano często obrazy kres niejednostajne pod względem ostrości, czerni i wyrazistości. Obrazy takie utrudniały celowanie, męczyły wzrok i wskutek tego obniżały wydajność pracy obserwatora. Z powyższych względów dalmierze syst. Heckmanna należałoby wykonywać sposobem fotochemicznym.

Dalmierze syst. Heckmanna należałoby również umieszczać w lunetach z wewnętrznym ogniskowaniem, ze względu na to, że w lunetach z wyciągiem siatkowym, wskutek luzu między cylindrem siatkowym a cylindrem obiektywowym, przy nastawianiu obrazu łaty na ostrość narusza się niekiedy poziome ustawienie poziomej kresy dalmierza. Własność ta może w decydujący sposób obniżyć dokładność odczytywanych odległości.

W instrumencie z dalmierzem syst. Heckmanna bardzo ważne jest działanie leniwki lunety, której obroty nie powinny wywoływać poprzecznych ruchów lunety. W wypadku nieprawidłowego



Dalmierz systemu Heckmanna w zastosowaniu do poligonizacji technicznej i zdjęć busolowych

działania leniwki naprowadzenie pionowej nitki dalmierza na zerowy znak łaty wymagałoby dodatkowego ruchu alidady, wpływającego na obniżenie wydajności pracy.

Dalmierze syst. Heckmanna wymagają jasnych lunet o powiększeniu 25 do 30x.

Łata pozioma. Łaty opisanej w nr 4 Przeglądu Geodezyjnego z roku 1952 użyto tylko do pomiaru 1. Pozostałe pomiary wykonane zostały za pomocą łaty ulepszonej, przedstawionej na rysunku.

W konstrukcji łaty ulepszonej:

1. zwiększono zakres jej zastosowania do 125 m,
2. umożliwiono obracalność łaty (dookoła osi poziomej) celem sprowadzenia płaszczyzny podziału do prostopadłości z kierunkiem celowania (ważne w terenie falistym i górzystym),
3. umożliwiono wykonywanie przesunięć poziomych, potrzebnych niekiedy do ominięcia drobnych przeszkód w rodzaju liści, gałązek, pni drzewnych itp. Ruch ten szczególnie pożądany przy pomiarach terenów leśnych odbywa się bez trudności wzdłuż rury metalowej, przymocowanej do tylnej części łaty;
4. umożliwiono wykorzystanie łaty do pomiarów kątowych (kierunek celu wskazuje pion drążkowy pomalowany w pasy biało-czerwone i zawieszony na przedłużeniu osi obrotu łaty),
5. zmieniono podział na łacie wykonując go zgodnie z rysunkiem. Innowacją nowego podziału jest umieszczenie go w dwóch rzędach w taki sposób, aby odstęp między osiami dwóch sąsiednich białych pól, wziętych z dolnego i górnego rzędu odpowiadał 1 m mierzonej odległości. Szerokości białych pól, podobnie jak przy poprzednim modelu są zmienne (4—10 mm) i uzależnione od dobrej widoczności tła i kresy dalmierza. Nowy podział zabezpiecza nas w większym stopniu niż poprzednio od grubych błędów odczytów.

Podczas pomiarów doświadczalnych stwierdzono szereg drobnych konstrukcyjnych niedociągnięć łaty. W związku z tym w następnych modelach należałoby:

a. zastosować szersze prześwity dla znaku zerowego oraz dla pasa, biegnącego wzdłuż krawędzi łaty a przeznaczonego do kontrolowania poziomego ustawienia łaty i nitki dalmierza,

b. zmniejszyć wagę łaty zwiększając jednocześnie wytrzymałość jej spodarki (ułatwiłoby to poziomowanie łaty),

c. zastosować tytułem próby podział w kolorze czerwonym.

Wnioski

1. Biorąc pod uwagę, że wszystkie pomiary doświadczalne przeprowadzone zostały w normalnych warunkach pomiaru przy jednoczesnym uwzględnieniu terenu różnych stopni trudności, przypuszczać należy, że dalmierz syst. Heckmanna mógłby być zastosowany do poligonizacji technicznej terenów kategorii D oraz terenów trudnodostępnych kategorii C.
2. Dalmierz syst. Heckmanna byłby szczególnie użyteczny podczas pomiarów obiektów leśnych, zwłaszcza w terenie o skomplikowanym układzie granic i silnie urozmaiconej rzeźbie (w podobnych warunkach stosuje się zazwyczaj boki krótsze 50 — 150 m).
3. Do korzystnych własności łaty zaliczyć należy między innymi możność wykonywania odczytów w niesprzyjających warunkach oświetlenia oraz w wypadku, kiedy na kierunku celowej znajdują się pojedyncze listki lub gałązki (przy pomiarach w lesie). W podobnych okolicznościach pomiar dwuobrazowym dalmierzem Wilda DM1 nie dał pozytywnych wyników [1]).
4. Dalmierz może być wykonany w kraju i dostosowany do każdego instrumentu z lunetą. Pierwszeństwo miałyby instrumenty z nowoczesną optyką o powiększeniu 25—30x.
5. Obsługa łaty nie nastręcza żadnych trudności; podczas pomiarów doświadczalnych łatę obsługiwał robotnik nie mający żadnych kwalifikacji. Jeżeli spodarkę łaty umieścimy nad punktem w taki sposób, ażeby dwie śruby nastawowe znalazły się na kierunku prostopadłym do osi celowej, to poziomowanie łaty można ograniczyć do upoziomowania jej w jednym tylko kierunku, wyznaczonym tymi właśnie śrubami. Ustawienie łaty trwa około 2 minut a w warunkach szczególnie niekorzystnych do 5 minut.
6. Podczas pomiaru należy zwracać uwagę na dokładne upoziomowanie instrumentu i łaty.
7. Sprawdzenie łaty i ustalenie błędu systematycznego odczytów musi być wykonane przez osobę, która podczas pomiaru pełnić będzie funkcje obserwatora.
8. Dalmierz przy zastosowaniu łaty krótkiej (70—100 cm) doskonale nadaje się do niezależnych pomiarów busolowych, a w szczególności do pomiaru dróg i podziału powierzchniowego. Wydajność jego w tych warunkach dorównuje wydajności dalmierza Reichenbacha.
9. Zastosowanie łaty dłuższej od 125 m cm do pomiarów w terenie otwartym wymagałoby zastosowania innego podziału łaty i zmniejszenia dokładności odczytów o ± 5 cm.

---

[1]) Decydujący okazał się w tym wypadku kolor tła łaty oraz sposób wykonania podziału. W przeciwstawieniu do dalmierza DM1 nieźle nadają się do pomiarów w lesie dwuobrazowe dalmierze Kerna wyposażone w łaty z białym podziałem na czarnym tle.

POSTĘP TECHNICZNY I ORGANIZACYJNY

Ewolucja techniczna niektórych pomysłów racjonalizatorskich

Mgr inż. Kazimierz Kowalewski

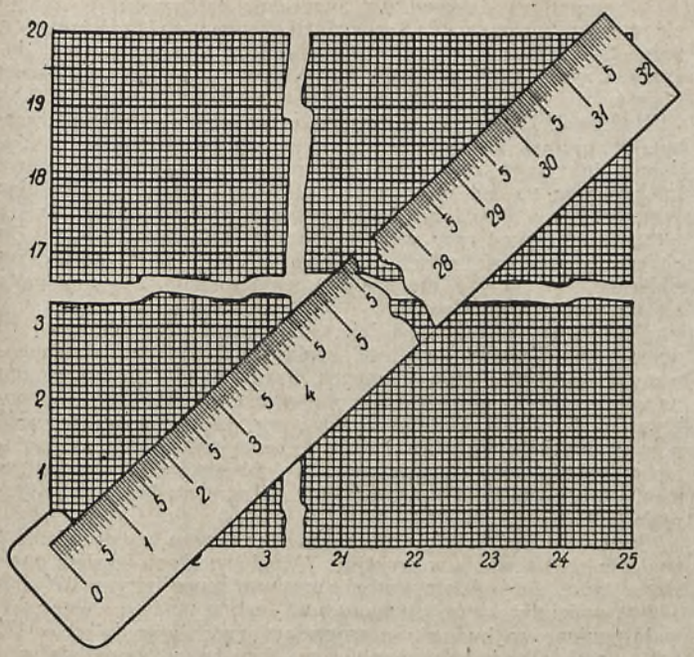
Każdy pomysł racjonalizatorski przechodzi od prototypu do ostatniego modelu przez szereg pośrednich form. Każda następna forma jest przeważnie ulepszeniem poprzedniej lub tej w inny sposób rozwiązuje to samo zagadnienie.

W artykule niniejszym postaram się przedstawić proces rozwoju niektórych pomysłów racjonalizatorskich od początkowej ich formy, do formy obecnej, którą uważamy dziś za ostateczną, a która prawdopodobnie w przyszłości również ulegnie zmianom.

Jako pierwszy przykład tej ewolucji technicznej opiszę historię obliczania wzoru Pitagorasa. Wzór ten w geodezji stosuje się dość często przy sprawdzaniu czołówek, obliczaniu długości między dwoma punktami o znanych współrzędnych, przy obliczaniu odchyłki liniowej ciągu poligonowego itd. Do niedawna do obliczenia tego wzoru posługiwano się niemal wyłącznie tylko tablicami kwadratów lub arytmometrami. Obliczenie przy pomocy tablic trwa dość długo i jest nużące, obliczanie przy pomocy arytmometru jest szybsze, ale czyż warto do tak prostych obliczeń używać maszyn. Czy nie ma tańszych i szybszych, a zarazem prostszych sposobów do obliczenia tego wzoru? Owszem są.

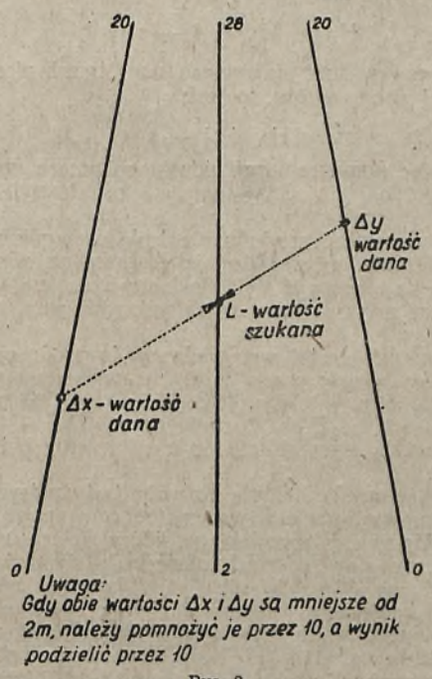
Kierownik grupy mgr inż. Adam Lach (OPM Stalinogród) mając do skontrolowania dużą ilość czołówek, skonstruował sobie prosty nomogram i przy jego pomocy bardzo szybko, szybciej niż tablicami lub arytmometrem, obliczył długość czołówek.

Wykres kol. Lacha przypomina papier milimetrowy. Sądzę, że opisywanie sposobu posługiwania się tym nomogramem jest zbyteczne. Nomogram bowiem jest tak prosty, że z załączonego rysunku z łatwością domyślimy się jego działania.



Rys. 1.

Prawie równocześnie z pomysłem kolegi Lacha powstał mój nomogram do kontroli czołówek. Nomogram mój składał się tylko z trzech prostolinijnych podziałek przecinających się w jednym punkcie. Sposób posługiwania się nomogramem jest schematycznie uwidoczniony na rysunku. Wystarczy więc na podziałkach bocznych znaleźć wartości przyprostokątnych, połączyć je linijką, by na podziałce środkowej odczytać wartość przeciwprostokątnej.

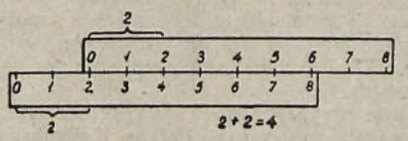


Rys. 2

Dokładność obu tych nomogramów jest jednakowa i wynosi ± 0,01 m. Komisja Wynalazczości przy SOPM oceniła nieco wyżej mój nomogram, uważając go za mniej męczący w pracy i, ze względu na mniejszy format, wygodniejszy.

Oba nasze nomogramy miały jedną wadę. Nie nadawały się do bezpośredniej kontroli czołówek w terenie, równocześnie z wykonywaniem pomiaru. Uważałem, iż do bezpośredniej kontroli czołówek w terenie najlepiej nadawałby się suwak. Po długich i licznych próbach usiłowań zbudowania suwaka, bo aż po dwóch latach od ukazania się nomogramu kol. Lacha i mego wpadła mi do głowy myśl prosta, tak prosta jak 2 + 2 = 4 i rozwiązałem zasadę suwaka do obliczania wzoru Pitagorasa.

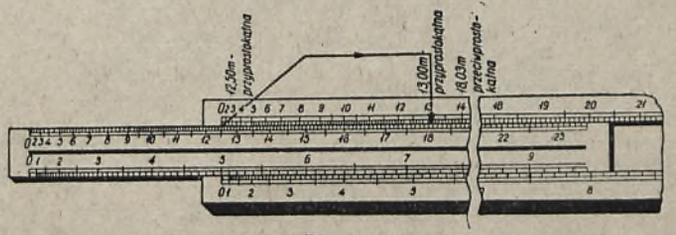
Załączając rysunek tego suwaka pokrótce wyjaśnię jego zasadę. Mając dwie jednostajne podziałki, na przykład dwie jednakowe linijki, możemy wykonać dodawanie. Z rysunku widzimy, iż 2 + 2 = 4. Jeśli zamiast podziałek jednostajnych zastosujemy podziałki odpowiadające kwadratom liczb 1, 2, 3, itd., to w analogiczny sposób rozwiązujemy wzór Pitagorasa. Wzór Pitagorasa



Rys. 3

możemy wprawdzie rozwiązać przy pomocy zwykłego suwaka logarytmicznego oraz różnych typów nomogramów, zdaje mi się jednak, iż najszybszy i najwygodniejszy jest ten suwak.

Nie sądzę bynajmniej, iż jest to już ostatnia myśl w tej dziedzinie, być może, iż istnieje jeszcze prostszy sposób rozwiązania wzoru Pitagorasa, który czeka na swego wynalazcę.



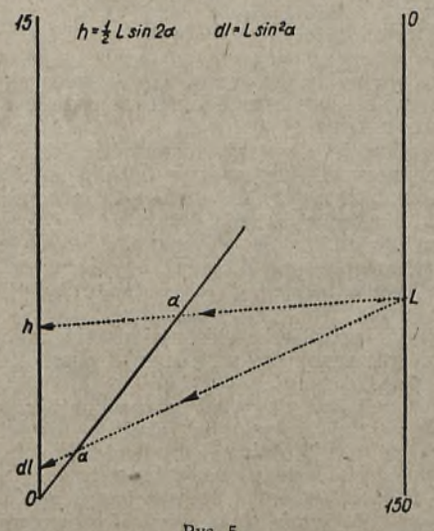
Rys. 4

A teraz historia pomocy do obliczania tachymetrii

W pierwszych latach po wojnie odczuwaliśmy brak tablic geodezyjnych, a przede wszystkim tablic tachymetrycznych. Potrzeba tablic tachymetrycznych nasunęła koledze mgr inż. Feliksowi Banaśkiewiczowi (OPM — Kielce) myśl wydania tablic czterocyfrowych dla wartości 50 sin 2α i 100 cos²α. Wartości te pomnożone przez różnicę odczytów skrajnych nitek na łacie dają nam różnicę wysokości h i poziomą odległość od instrumentu do łaty. Tablice te ze względu na małą objętość nie sprawiały kłopotu z wydaniem ich. Zostały one powielone na ozalidzie i zaspokoiły pierwszą palącą potrzebę tablic (1950 r).

Wkrótce po tablicach kol. F. Banaśkiewicza, gdyż w 1951 r., pojawia się nomogram kol. inż. Jerzego Dobrzyńskiego (OPM — Poznań). Nomogram ten usuwa konieczność stosowania tablic i arytmometru. Powierzchniowo nie jest wielki, a co najważniejsze jest bardzo szybki.

W tym samym roku pojawia się drugi nomogram eliptyczny mego pomysłu. Nomogram ten również zastępuje maszyny do liczenia i tablice. Nie jest on szybszy od nomogramu inż. Dobrzyńskiego, ale praca na nim jest może mniej męcząca, gdyż składa się on tylko z dwóch elips o wspólnej dużej osi. Dokładny opis tego nomogramu oraz sposób posługiwania się nim podany był w Przeglądzie Geodezyjnym.

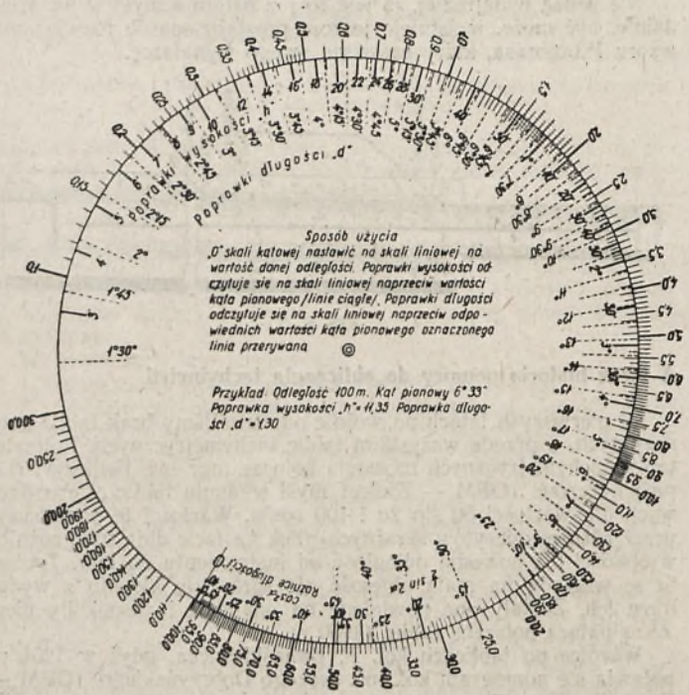


Rys. 5

W kilka miesięcy później pojawia się nowy nomogram tachymetryczny, również mego pomysłu, tzw. „nomogram zetowy". Stanowi on ulepszenie dawnego nomogramu prof. Laśki i jest

właściwie połączeniem jego dwóch nomogramów w jeden wspólny nomogram dla obu funkcji tachymetrycznych. Nomogram ten posiada jeszcze prostszą konstrukcję od nomogramu eliptycznego. Składa się bowiem tylko z trzech prostolinijnych drabinek ustawionych na kształt litery N lub Z (skąd nazwa „zetowy"). Nomogram został dostosowany do najczęściej spotykanych kątów pochylenia, tj. do 10°. Jak okazało się później, ten zakres zmienności kąta okazał się za mały zwłaszcza w kamieniołomach i terenach górzystych.

Było to może przyczyną powstania, tym razem, suwaka kołowego opracowanego przez inż. Stefana Kolibabskiego (OPM — Stalinogród). Suwak skonstruowany został dla kątów nachylenia lunety do 45°. Jedno ustawienie zera koła wewnętrznego naprzeciw długości celowej na kole zewnętrznym daje tu od razu różnicę wysokości i zredukowaną odległość.



Rys. 6

Nie dając za wygrane w tym istnym wyścigu pomysłów zmodyfikowałem swój nomogram zetowy dodając mu jeszcze dwie drabinki, przez co stał się przydatny dla kątów pochylenia do 20°.

W ten sposób powstało kilka pomysłów w dziedzinie obliczeń różnicy wysokości i poziomego rzutu celowej. Trudno powiedzieć, który z tych pomysłów jest najlepszy. Wszystkie są wprowadzone do produkcji i każdy z nich ma swoich zwolenników lub przeciwników.

Pomysły te rozwiązały sprawę braku tablic tachymetrycznych, a choć i tablice tachymetryczne pojawiły się później w dostatecznej ilości, nie miały już one takiego wzięcia jak nomogramy, które są znacznie szybsze, mniej nużące w pracy i wystarczająco dokładne.

Z kolei pojawiają się nowe nomogramy, które mają za zadanie wyeliminowanie błędów powstałych na skutek sugestii przy obliczaniu tachymetrii. Autorami tych nomogramów są: kolega Henryk Liberek z Poznania i autor niniejszego artykułu. Obaj dążymy do zmuszenia wykonawców do obliczania różnic wysokość dwiema różnymi drogami, aby zamiast „fajkowania" wyników obliczania pierwszego, pozostawiać w dzienniku polowym ślad kontroli.

Nomogram kolegi Liberka opisany był szczegółowo przez inż. Kazimierza Napierkowskiego w jednym z poprzednich numerów „Przeglądu Geodezyjnego".

Nomogram mój budową swoją przypomina poprzedni mój nomogram zetowy, daje jednak dla różnic wysokości wyniki fałszywe. Właściwe wyniki otrzymujemy dopiero po dodaniu do wyniku otrzymanego z nomogramu, 0,1 otrzymanej wartości tego wyniku. W rubryce dziennika tachymetrycznego „uwagi" pozostawiamy dowód obliczenia, pisząc wartość otrzymaną z nomogramu i dodając do niej 0,1 tej wartości. Ze względu na to, iż obliczenie skażonej wartości jest trudniejsze aniżeli jej wyliczenie z nomogramu, wykonawcy zmuszeni są do drugiego liczenia wartości różnic wysokości.

W pogoni za dalszym usprawnieniem tachymetrii pojawiają się sposoby wykonywania tachymetrii; jeden z nich zalecany jest przez inż. Jerzego Dobrzyńskiego, drugi przeze mnie. Obaj dążymy różnymi drogami do jak najszybszego określenia wysokości pikiety.

Kolega J. Dobrzyński zmienia konstrukcję łaty tachymetrycznej, której podział zaczyna się od wysokości instrumentu (podobnie jak w instrumentach autoredukcyjnych) oraz przesuwa miejsce zera na kole pionowym o 17′ lub 32^{cc} tak, aby celując górną nitką na zero łaty otrzymać właściwy kąt pionowy. Dolna nitka wyznaczy od razu wartość różnicy odczytów nitek „1". Do obliczania wysokości pikiet zbudował kol. Dobrzyński nomogram siatkowy wykonany z materiału przezroczystego, który nakłada się na papier milimetrowy.

Zasada nomogramu jest taka sama jak i poprzedniego jego nomogramu. Budowa jego jest symetryczna, gdyż jest on zbudowany również dla kątów ujemnych. Przy nakładaniu nomogramu na papier należy symetralną nomogramu ustawić tak, aby pokrywała się z odpowiednią rzędną stanowiska, a dolna krawędź nomogramu pokrywała się z linią poziomą wykreśloną na papierze milimetrowym i oznaczającą odległość zerową łaty od instrumentu. Na nomogramie otrzymujemy od razu rzędne pikiet w terenie.

Sposób kolegi J. Dobrzyńskiego nie zawsze moim zdaniem znajdzie zastosowanie w praktyce. W instrumentach bowiem nowszego typu nie będziemy mogli przesunąć noniuszy o 17′ lub (32^{cc}) podziałkę kątową nomogramu. Jest to może osobiste spomałą zmianę w budowie nomogramu, zmieniając tylko o 17′ (32^{cc}) podziałkę kątową nomogramu. Jest to moje osobiste spostrzeżenie, być może, iż mylę się.

Nomogram mój jest mniej rewolucyjny. Nie wymaga bowiem żadnych zmian w dotychczasowym sposobie wykonywania tachymetrii prócz małego zalecenia, aby na danym stanowisku wykonać obserwację środkową nitką na jednakowy odczyt na łacie: 1000, 1500, 2000 itp. lub wykonać obserwacje przy poziomej lunecie. Zasady tej wykonawcy przeważnie przestrzegają, gdyż ułatwia im ona kontrolę nitek i obliczenia. Zauważmy, iż celując na stanowisku na stałą wartość, możemy we wzorze zasadniczym na obliczenie wysokości pikiety

$$H_B = H_A + i - s + h$$

określić od razu wartość stanowiącą sumę trzech pierwszych wyrazów prawej strony wzoru, to jest:

$$H_A + i - s$$

Czynności więc nomogramu zbudowanego przeze mnie polegają na dodaniu lub odjęciu od tej sumy wartości h czyli różnicy wysokości.

Aby nie przeciążać artykułu nie będę szczegółowo opisywać swego nomogramu, gdyż sądzę, iż zostanie on wkrótce rozpowszechniony na szerszą skalę i dokładny opis znajdą czytelnicy w oddzielnym artykule oraz w załączonym przy nomogramie opisie.

Nomogram mój został wprowadzony do produkcji w SOPM. Podnosi on wydajność pracy, gdyż bez większego wysiłku możemy obliczyć nim w ciągu 8 godzin około 500 pikiet tachymetrycznych. Sądzę, iż oba te nomogramy (kol. Dobrzyńskiego i mój) przyczynią się wydatnie do usprawnienia obliczeń tachymetrycznych.

Przebiegając myślą historię rozwoju tachymetrycznych środków obliczeniowych należy wspomnieć o usprawnieniu kolegi mgr inż. Wacława Kłopocińskiego, który zaleca wykonywanie obserwacji przy stałych kątach pionowych stanowiących wielokrotność 17′ lub 32^{cc}. Sposób kol. Kłopocińskiego wyklucza w zupełności konieczność stosowania tablic, suwaków lub nomogramów i niewątpliwie oddał duże usługi w tym czasie, kiedy brakowało dostatecznej ilości środków pomocniczych.

W tym zwięzłym artykule starałem się zilustrować historię pomysłów racjonalizatorskich do obliczania czołówek i tachymetrii. Nie są to oczywiście wszystkie pomysły. Nie opisywałem tu bowiem zupełnie pomysłu inż. Włodzimierza Kunzka (OPM — Kraków) polegającego na przerobieniu teodolitu i dającego bardzo duże zmechanizowanie prac polowych i kameralnych. Jest to już jednak nowy typ tachymetru, tak zwany tachymetr graficzny i dlatego nie omawiałem go tu.

W stałym dążeniu do automatyzacji spotkamy się zapewne jeszcze z wieloma pomysłami. Postarajmy się wytyczyć kierunek rozwoju tych pomysłów. Moim zdaniem powinniśmy dążyć do bezpośredniego warstwicowania w terenie, to jest wykreślania warstwic nie na podstawie wyliczonych wysokości pikiet i szkiców polowych, lecz do bezpośredniego wykreślania rzeźby terenu już w czasie prac polowych. Sprawa tą należałoby się zająć, zwłaszcza, że czekają nas zdjęcia stolikowe.

Geodeci w krzywym zwierciadle

(Notatka nieco satyryczna)

Satyra prawdę mówi, względów się wyrzeka...

Ignacy Krasicki

Postać Metona, słynnego geodety i astronoma greckiego z V w. przed n. e., przeszła dzięki Arystofanesowi do literatury klasycznej, którą mniej lub więcej studiują wszyscy szkolarze świata.

W swej pysznej komedii *„Ptaki"* wzniósł Arystofanes tego pyszałka i zarozumialca do regionów górnych i chmurnych, aby stamtąd — dając kopniaka — strącić z powrotem na ziemię.

Redaktor *Raymon Danger*[1]) — z właściwym mu *l'esprit* — doskonale naszkicował sylwetkę tego napuszonego naukowca, któremu (jak to widać z podanego tam dialogu z „Ptaków") ziemia nasza do realizacji jego pomysłów już nie wystarczała i dlatego zainicjował swą niefortunną podróż do zamków powietrznych ptasiego miasta.

W literaturze polskiej (u autorów co prawda mniej klasycznych od Arystofanesa) spotykamy się również z dość ostro naszkicowanymi sylwetkami naszych kolegów po fachu.

Podam tu cztery fragmenty, na które udało mi się niejako „natknąć".

W porównaniu z podanymi przeze mnie w notatce pt. „Geodezja w poezji" („P.G." nr 10 z 1953 r), będą one niestety zupełnie prozaiczne: i w dosłownym i w przenośnym znaczeniu tego słowa.

* * *

W *„Pamiętnikach Pana Kamertona"*[2]), o życiu na Wileńszczyźnie z połowy ubiegłego stulecia, opisane jest zebranie miejscowych obywateli, na którym omawiany był projekt zaprowadzenia na Niemnie żeglugi parowej istniejącej już wówczas na Wiśle.

W dyskusji na ten temat głosy się podzieliły:

— „Mnie się wydaje rzekł nieśmiało i ze spuszczonymi oczami, niedawno po ukończeniu uniwersytetu do domu przybyły młodzieniec — „że kiedy oświata w całym cywilizowanym świecie postępuje naprzód, nie wypadałoby nam pozostawać w tyle".

— „Mości dobrodzieju" — przerwał mu mały i chudy jegomość z ryżą peruką na głowie, a z zielonymi okularami na nosie — „podług mnie najlepsze miejsce jest w tyle, tam zwykle główna kwatera komenderującego w czasie bitwy, tam kule nie dolatują, a w rejteradzie tylna strona w awangardę się zmienia, wszak prawda panie kapitanie?" — dodał spoglądając spod okularów na sąsiada swego.

— „Mości panie" — odpowiedział kapitan — „żołnierz nie powinien znać innej drogi, jak idącej naprzód, tam ze zwycięstwem napotkać się może, tam czeka na niego sława".

— „Wolę pozostać w tyle" — zakończyła ryża peruka — „pańska droga prowadzi do sławy, moja droga — najkrótsza do domu, mówię to z doświadczenia, gdyż miałem czas ją wymierzyć, będąc przez lat czterdzieści komornikiem powiatowym"[3]).

Wolałbym znaleźć w literaturze z tego okresu kolegę po fachu innego typu niż ta reakcyjna „ryża peruka" w zielonych okularach".

* * *

A teraz przenieśmy się do Galicji w okres schyłkowy ubiegłego stulecia.

Jerzy Bandrowski, w powieści pod tytułem *„Wieś mojej matki"*[4]), opowiada, jak to późną jesienną porą przyjechał do wsi Grobla dziadzio z geometrą z Krakowa i jaką to babcia poczęstowała ich naleweczką.

„Jejmość wyjęła z szafy wielką czarną butlę, postawiła przed gośćmi dwa ogromne kielichy i nalała.

Panowie wypili.

Geometra — jak to geometra — człek ubogi, nie żaden smakosz, a przy tym pracujący czasami na odludziu, gdzie nawet o chleb bywało trudno, wypił, chrząknął, poczerwieniał i zabrał się do kiełbasy z kapustą. Ale dziadzio jakimś niepewnym, zakłopotanym wzrokiem pytająco spojrzał na babcię.

Jejmość — nic. Z właściwym sobie dobrotliwym uśmiechem przyglądała się gościom, a po chwili rzekła:

— Dobra naleweczka, co? Może jeszcze po jednym kieliszku?

I, nie pytając, znowu kielichy napełniła. Geometra mruknął coś nieśmiało, wypił, otrząsnął się i jadł dalej. Dziadzio wypił też, nie rzekł ani słowa i także zabrał się do kiełbasy.

Kiedy geometra poszedł spać, dziadek zwrócił się do Jejmości:

— Mamuś, coś ty nam za wódkę dała?

— Dobra, co? Jeszczeście takiej nie pili.

— To prawda! Cóż to za nalewka?

— To nie jest żadna nalewka, ani wódka, to lekarstwo na febrę.

W Grobli panowała malaria.

— Lekarstwo?

— Nie bój się — nic złego, nie zaszkodzi wam. To czysty spirytus na gęstym nawozie.

— Co też Jejmość!

— Ano cóż robić. Chciałeś nalewki, a że innej nie mam, więc dałam ci tę. Nie bój się, wyjdzie ci na zdrowie, nie będzie cię febra trząść..."

W tym świetnym obrazku rodzajowym z okresu pozytywizmu mamy w jednym zdaniu, lecz jakże wymownie, podaną sylwetkę naszego kolegi po fachu: „Geometra — jak to geometra — człek ubogi, nie żaden smakosz..."

A więc z takim „gościem" zbytnio można się nie liczyć i dlatego sprytna babcia skorzystała czym prędzej z okazji, aby zaaplikować dziadziowi tę „gęsiówkę", której by inaczej na pewno do ust nie wziął.

* * *

Z okresu międzywojennego przypominam sobie tylko fragment reportażu z Abisynii (z przedednia wojny włosko-abisyńskiej), gdzie była wzmianka o „skrachowanym geometrze".

Otóż jednym z Polaków, jakiego spotkał tam autor reportażu, był mierniczy uprawiający ogniś tak zwany „wolny zawód". Interesy materialne związane z wykonywaniem zawodu mierniczego w kraju tak mu się powikłały, że zmuszony był szukać „honoru i profitu" aż u cesarza Haille Selassi, gdzie, jako instruktor wojskowy, uczył Abisyńczyków strzelać z karabinu maszynowego.

Takiego oto imał się rzemiosła „skrachowany" polski geometra...

* * *

Przejdźmy teraz do dzisiejszej doby.

W bardzo żywo i barwnie napisanym przez Mariana Brandysa szkicu literackim o budowie Nowej Huty pod tytułem *„Początek opowieści"* mamy między innymi dwie postaci pionierów tego wielkiego dzieła: drogowca i geodetę.

Pierwszy z nich — pełen sprężystej energii i twórczego optymizmu, co zaś do drugiego — to oceni go czytelnik z podanych fragmentów opowieści.

„Przy końcu lutego, w jeden z owych pięknych poranków zimowych, iskrzących się od słońca i mrozu, pierwszy patrol Wielkiej Zmiany wtargnął w sam środek wsi, pod postacią małej, zielonej terenówki, która wyrzuciła ze swego wnętrza cały stos przyrządów pomiarowych i niwelacyjnych oraz dwóch ludzi: rozkasłanego inżyniera geodetę z Krakowskiego Wydziału Planowania Nowej Huty i wysokiego, szerokokościstego, o czerwonej twarzy technika drogowego Kubika.

Astmatyczny inżynier, ubrany w kominiarkę i kusy czarny paltocik, natychmiast po wygramoleniu się z samochodu i nabraniu w płuca świeżego mroźnego powietrza — uległ gwałtownemu atakowi kaszlu, który uniemożliwił mu jakiekolwiek oficjalne wystąpienie. Natomiast technik Kubik obrzucił wesołym spojrzeniem gromadkę ciekawskich, wyległych na spotkanie niecodziennych gości i kiwnął im życzliwie ręką:

— Cześć, obywatele. Przyjechaliśmy budować wam nową drogę, bo na tej można sobie wątrobę wytrząść..."

Nie wszyscy jednak obywatele przyjęli zwiastunów tej nowiny z zadowoleniem: miejscowy element kułacki wręcz nieprzychylnie odniósł się do pracy techników. Trzeba było więc, oprócz robót technicznych, zająć się ponadto akcją uświadamiającą miejscową ludność o znaczeniu tego wielkiego dzieła socjalizmu, jakim jest budowa Nowej Huty.

---

1) R. Danger — „O Metonie, słynnym astronomie i geometrze greckim", przekład z „Revue des Geometres-Experts et Topographes Francais", podany w nr 5 „P. G." z br.

2) L. P. — „Pamiętniki Pana Kamertona". Poznań 1869 r. Kryptonimu autora nie udało mi się odcyfrować.

3) Komornikiem nazywano na Litwie geometrę.

4) Proszę nie mieszać go z bratem — Juliuszem Kaden-Bandrowskim, autorem powieści pt. „Miasto mojej matki".

„Inżynier geodeta, skulony z zimna w swym kusym paltociku, siedział na kamieniu przydrożnym z rozłożoną na kolanach mapą i zapamiętale wykładał coś audytorium złożonemu z chłopców wiejskich i kierowcy otulonego po sam nos w baranicę.

Kubika na ten widok aż zatknęło:

— Inżynierze, jakżeż tak można przy waszym zdrowiu. Na gołym kamieniu, w taki mróz. Szanujcie się trochę u Boga Ojca.

Ale pochłonięty swoimi wywodami geodeta nawet nie dosłyszał słów technika. Pergaminowym palcem sunął po mapie i objaśniał chłopcom, jak gdyby znajdowali się w dobrze ogrzanej sali szkolnej".

A oto ostatni fragment o geodecie z tej interesującej opowieści:

— Piękną robotę robimy inżynierze; bardzo piękną robotę, mówi Kubik.

Ale zziębnięty i zgłodniały inżynier, przygnębiony ponadto przykrą atmosferą wsi, był o całe mile oddalony od entuzjazmu technika.

— Piękne plany, niech pan raczej powie, panie Kubik, tylko piękne plany. A od planów do ich realizacji prowadzi długa i nie zawsze możliwa do przejścia droga. Zebrał pan dzisiaj skromny kapitalik doświadczeń. Co. Ile nienawiści, ile podłości ludzkiej. A przecież chodziło o drobnostkę — dokonanie pomiarów drogowych. Wy się porywacie na budowanie miast, na plan sześcioletni. Ludzie muszą się najpierw zmienić panie Kubik. Nie można tak od razu. Ja w zbyt szybką realizację planów nie wierzę. Mówię to panu otwarcie, jako bezpartyjny, bezstronny fachowiec.

Kubik zaczął się z cicha śmiać.

Ogarnęła go ciepła sympatia dla chorowitego geodety. „Och ty chuchraku zatracony — pomyślał — i kogoż ty chcesz bujać, że nie wierzysz w nasze plany. Gdyby tak było naprawdę, tobyś w tej chwili siedział gdzieś w miękkim fotelu, za biurkiem, a nie tłukł się ze mną po tych wybojach. Ale ty ledwie już zipiesz z zadyszki, a pchasz się w najczarniejszą robotę. Na mrozie, na zimnym kamieniu objaśniasz nasze plany chłopskim dzieciom. Innych idź bujać, że nie wierzysz, a nie mnie, ty... bezstronny fachowcze".

*

Podsumujmy nasze wrażenia czytelnicze o kolegach po fachu przedstawionych w naszej prozie literackiej za okres ostatnich stu lat.

A więc: była reakcyjna „ryża peruka";

był mrukliwy „człek ubogi, nie smakosz", co chrząkał i wychylał „gęsiówkę", a wreszcie „skrachowany geometra", co uciekł z kraju aż tam, „gdzie dziki pieprz rośnie" — do negusa abisyńskiego.

Nie jest to wszystko zbyt przyjemne, gdyż literatura urabia opinię publiczną i kształtuje jej sąd o ludziach i zawodach, lecz można się jeszcze z tym pogodzić, bo obrazki te dotyczą przeszłości i już przeminęły, nie tyle nawet z wiatrem, co z burzą dziejową.

Ale żeby dziś, w okresie niebywałego w dziejach naszych dynamizmu geodezyjnego na ziemi, pod ziemią i nad ziemią literatura współczesna opisywała geodetę, jako dychawicznego „chuchraka zatraconego" i przy tym jeszcze „w kusym paltociku", to już chyba — krzywe zwierciadło.

Może na to ktoś powiedzieć: „Jak cię widzą — tak cię piszą".

Owszem można i tak, ale prawdziwszym będzie co innego: współczesny geodeta nie znalazł jeszcze swego autora, choć wydaje się, że już na niego zasłużył.

Sawik

Z ŻYCIA ORGANIZACJI I Z TERENU

ODZNACZENIA PAŃSTWOWE W GEODEZJI W X-LECIE POLSKIEJ RZECZYPOSPOLITEJ LUDOWEJ

Centralny Urząd Geodezji i Kartografii

Rabanowski Jan — Sztandar Pracy II Klasy i medal X-lecia
Szmielew Borys — Krzyż Oficerski Orderu Odrodzenia Polski i medal X-lecia
Leśniok Henryk — Krzyż Oficerski Orderu Odrodzenia Polski i medal X-lecia
Michalski Tadeusz — Złoty Krzyż Zasługi
Brzozowski Adam „
Tyczyński Edmund — Srebrny Krzyż Zasługi
Krupowicz Konstanty „
Lisowa Otylia „
Niemczyk Paweł „
Szymkiewicz Leon „
Krecińska Krystyna — Brązowy Krzyż Zasługi

Geodezyjny Instytut Naukowo-Badawczy

Kryński Stanisław — Krzyż Kawalerski Orderu Odrodzenia Polski
Wójtowicz Kazimierz — Srebrny Krzyż Zasługi

Państwowe Przedsiębiorstwo Geodezyjne

Węgrzecki Henryk — Srebrny Krzyż Zasługi
Sobczak Antoni — „
Pośpiech Witold — Brązowy Krzyż Zasługi
Bednarzak Jan — Srebrny Krzyż Zasługi
Kurpaski Wiesław — „
Stepień Andrzej — „

Państwowe Przedsiębiorstwo Fotogrametrii

Wojtulewicz Stefan — Srebrny Krzyż Zasługi
Kowalik Jan — Brązowy Krzyż Zasługi

Państwowe Przedsiębiorstwo Wydawnictw Kartograficznych

Żukiewicz Mieczysław — Brązowy Krzyż Zasługi
Wojdak Tadeusz „
Purchalak Bolesław „
Bogusław Walenty — Srebrny Krzyż Zasługi
Sulborski Henryk — „
Witak Tadeusz „

Warszawskie Okręgowe Przedsiębiorstwo Miernicze

Wielgosz Stanisław — Srebrny Krzyż Zasługi
Kownacki Jan „
Kondratowicz Wacław „
Bucewicz Bronisław „
Weikert Małgorzata „

Stalinogrodzkie Okręgowe Przedsiębiorstwo Miernicze

Mrozowski Jan — Srebrny Krzyż Zasługi

Kieleckie Okręgowe Przedsiębiorstwo Miernicze

Wedziński Antoni — Srebrny Krzyż Zasługi
Swierżewski Stanisław „
Dąbrowski Jerzy „
Wilczyński Jan „
Gniadzik Wacław — Brązowy Krzyż Zasługi

Krakowskie Okręgowe Przedsiębiorstwo Miernicze

Błaszczyk Bronisław — Srebrny Krzyż Zasługi

Poznańskie Okręgowe Przedsiębiorstwo Miernicze

Rożek Stanisław — Srebrny Krzyż Zasługi
Dobrzyński Jerzy — „
Wyrzykiewicz Zdzisław „
Ryżek Florian „
Brakowski Olgierd „

W Ministerstwie Rolnictwa i Reform Rolnych zostali odznaczeni następujący geodeci:

ZUR — Białystok

Kaliszewski Witalis — Srebrny Krzyż Zasługi
Buszko Józef „

ZUR — Bydgoszcz

Alchimowicz Karol — Srebrny Krzyż Zasługi
Ellmen Czesław — „
Nowakowski Stanisław „
Morawski Kazimierz — „
Słabiak Edmund „
Szymański Władysław „
Zatyka Jan „

ZUR — Lublin

Bentkowski Bronisław — Srebrny Krzyż Zasługi
Żydak Czesław „

ZUR — Poznań

Felikszewski Zygmunt „
Jaśniewicz Antoni „
Kozłowski Tadeusz „

Król Zofia „
Politowski Florian „
Kaczmarek Bronisław — Brązowy Krzyż Zasługi

ZUR — Opole

Krzemień Władysław — Złoty Krzyż Zasługi

Medale X-lecia otrzymali:

WZR — Rzeszów

Bielut Edmund
Bielut Edward
Chruściel Tadeusz
Dejneka Bazyli
Forowicz Bohdan
Gałuszka Jan
Gdula Jan
Ginda Wiesław
Głowacz Tadeusz
Gromada Władysław
Jabłoński Alojzy
Jawdoszyn Włodzimierz
Klimowicz Zdzisław
Kłos Józef
Konik Zbigniew
Krechel Włodzimierz
Kulawski Józef
Lipski Kazimierz
Łobaziewicz Tadeusz
Mączka Zygmunt
Nawrocki Wincenty
Otto Kazimierz
Pająk Tadeusz
Pańko Jan
Paszczyński Albin
Przywara Mieczysław
Racławicki Stanisław
Seredyński Zenon
Siwiec Józef
Stadnik Stanisław
Szumny Zdzisław
Terajko Kazimierz
Zawiejski Stanisław

Odznaki Przodowników Pracy otrzymali:

ZUR — Warszawa

Rodziewicz Albert
Wolski Stanisław
Zukowski Anatol
Bruss Władysław
Serwatko Jan
Rekawek Jerzy

ZUR — Bydgoszcz

Meller Zygmunt
Pawłowski Józef
Lemieszek Wacław
Wąsowicz Fulgenty
Komocki Michał
Dąbrowski Feliks

ZUR — Białystok

Białowąs Antoni
Kalinowski Józef
Zdanowicz Stanisław
Starosiek Antoni
Popławski Edward

ZUR — Gdańsk

Felczak Witold
Kłos Feliks
Bielec Ewaryst
Sikora Kazimierz
Majewski Stanisław
Anzelewicz Witold
Kopeć Stanisław

ZUR — Zielona Góra

Augustyniak Stanisław

ZUR — Stalinogród

Rogoż Mieczysław
Łuska Alojzy
Łutowski Henryk

ZUR — Rzeszów

Bielut Edward
Dejneka Bazyli
Dziok Kazimierz
Głowacz Tadeusz
Gromada Władysław
Jawdoszyn Włodzimierz
Koszycki Marian
Łobaziewicz Tadusz
Mączka Zygmunt
Mrozowicz Stanisław
Zaguła Józef
Zawiejski Stanisław
Ziemba Stanisław

ZUR — Kraków

Fajferek Alojzy
Motras Wincenty
Niewiadomski Zbigniew
Sławiak Zygmunt
Wozignuj Władysław
Nowatorski Jan
Jordan Franciszek
Terajko Władysław

ZUR — Opole

Przewłoka Edward
Zierold Władysław
Harazin Feliks

Wykaz odznaczonych pracowników techników geodezyjnych

Krzyż Kawalerski Orderu Odrodzenia Polski

Dyr Stanisław Kluźniak Warszawa

Złoty Krzyż Zasługi

„ Franciszka Chrz Kraków
„ Czesław Kopytowski Łódź
„ Stefan Miśkiewicz Białystok
„ Emil Pretorius Jarosław
„ Stefan Szancer Stalinogród
„ Tadeusz Tarkowski Bydgoszcz

Srebrny Krzyż Zasługi

prof. Stanisław Bem Warszawa
„ Jan Cwierz „
„ Mieczysław Gawrijolek „
„ Wiktor Kargol Lublin
„ Aleksander Kijek „
„ Piotr Kosiński „
„ Kazimierz Lubowski Kraków
„ Adam Pilecki „

Brązowy Krzyż Zasługi

„ Jan Onyszko „
„ Franciszek Szakalski „

Za prace społeczne w Stowarzyszeniach Naukowo-Technicznych NOT odznaczeni zostali:

Mgr inż. Justyn Cywiński — Złoty Krzyż Zasługi inż. Leon Michalczyk — Srebrny Krzyż Zasługi

OPIS PRACY ORGANIZACYJNEJ KOŁA ZAKŁADOWEGO SGP PRZY PGGK-ZACHÓD W ŁODZI

Praca odznaczona III nagrodą na konkursie NOT i Polskiego Radia na najlepszy opis koła zakładowego NOT

Koło zakładowe SGP przy Wydziale Produkcyjnym Przedsiębiorstwa Geodezyjnego Gospodarki Komunalnej „Zachód" w Łodzi (dawniej: Miejskie Przedsiębiorstwo Geodezyjne) założone zostało w dniu 7 marca 1952 r. W zebraniu organizacyjnym uczestniczyło 25 członków Oddziału SGP. Było to pierwsze Koło Zakładowe SGP, pierwszy krok Oddziału SGP w Łodzi na nowej drodze organizacyjnej. Liczebność Koła ilustruje niżej podana tabela:

Liczba członków w dniu:	Inż:	Techn:	Inni:	Razem:	uwagi:
7.III.1952 r.	5	12	8	25	w grupie
31.XII. „	7	16	8	31	technicy
31.XII.1953 r.	11	15	7	33	wliczono geodetów
30.IV.1954 r.	13	19	8	40	praktyków

Ruch członków był stosunkowo duży i zależny od fluktuacji kadr fachowych zakładu pracy. I tak: w roku 1952 ubyło 8 członków Koła, przybyło 13. W roku 1953 ubyło 3 członków, przybyło 5, a w roku 1954 (na przestrzeni 4 miesięcy) nie ubył nikt, a przybyło 7 członków. Cyfry powyższe świadczą, że ruch członków stopniowo maleje, co świadczy o systematycznej stabilizacji stanu członków Koła. Ciekawa jest tabela następna. Wskazuje ona na powiązanie Koła SGP z organizacjami masowymi itd. na terenie zakładu pracy. Daje wyraźny obraz, w jakich pracach społeczno-politycznych na terenie przedsiębiorstwa biorą udział członkowie Koła Zakładowego SGP.

Udział członków Koła SGP w pracach społeczno-politycznych

Słuchacze WSI	7	członków	Koła	SGP
Aktyw techniczny przedsiębiorstwa	9	„	„	„
Klub techniki i Racjonalizacji	17	„	„	„
Komisja Wynalazczości	6	„	„	„
Rada Zakładowa (Prezydium)	2	„	„	„
„ „ (Kom. Współzawodn.)	6	„	„	„
„ „ (Kom. Bytowa)	3	„	„	„
„ „ (Kom. Socjalna)	1	„	„	„
„ „ (Kom. K. Oświat.)	5	„	„	„
„ „ (Kom. Rozjemcza)	4	„	„	„
Społeczny Inspektor Pracy	1	„	„	„
„ BHP	1	„	„	„
LPŻ (Zarząd Koła)	4	„	„	„
PCK „ „	2	„	„	„
TPPR „ „	4	„	„	„
Rada Kobiet (Prezydium)	2	„	„	„
Oddział SGP (Zarząd)	2	„	„	„
„ „ (Komisje)	9	„	„	„
Zakł. Komitet FN (Zarząd)	2	„	„	„
„ „ (Grupy Agit.)	17	„	„	„
ZMP (Zarząd Koła)	3	„	„	„
Podst. Org. Partyjna (Egzekutywa)	2	„	„	„

Trzeba jeszcze stwierdzić, że członkami zwyczajnymi kół organizacji masowych jak LPŻ, PCK, TPPR są wszyscy członkowie SGP.

Cyfry powyższe są imponujące. Kryją one w sobie ogrom pożytecznej pracy członków Koła SGP na niwie społeczno-politycznej. Ale cyfry są cyframi i nie mówią nic o tym, jak te prace przebiegały, jak się rozwijały i jakie dawały rezultaty. Trudno byłoby w niniejszym artykuliku omówić ściśle cały wachlarz prac Koła Zakładowego SGP, na to trzeba by całej książki. Niemniej postaram się przedstawić choćby w telegraficznym skrócie przekrój prac Koła SGP i ustosunkować się do wyników rzeczywiście osiągniętych.

Pięcioosobowy Zarząd Koła SGP obrany na zebraniu organizacyjnym w dniu 7.III.1952 r. składał się z 3 techników (w tym

2 geodetów praktyków) i 2 pomocniczych sił technicznych. Zarząd opracował sobie roczny, ramowy plan pracy, który co kwartał był aktualizowany. Plan pracy z góry przewidywał: comiesięczne plenarne posiedzenia Zarządu, co kwartał ogólne zebrania członków koła, nadzwyczajne zebrania sprawozdawcze członków koła po walnych zjazdach i ogólnokrajowych naradach stowarzyszenia branżowego. Odczyty i referaty w ramach akcji szkoleniowej, uporządkowanie zaległości składkowych, propagandę czasopism i literatury branżowej, współpracę przy organizacji zakładowej biblioteki fachowej, współpracę w masowych organizacjach z Radą Zakładową, Podstawową Organizację Partyjną i ZMP, zajęcie się problematyką zawodową, a przede wszystkim socjalistycznym współzawodnictwem pracy, sprawami norm, postępu technicznego, wynalazczością, racjonalizacją, oszczędnością, jakością, itp. zagadnieniami.

W każdym zespole ludzi spotyka się młodych i leciwych, energicznych i ospałych, ludzi o wybitnych kwalifikacjach i o miernych zdolnościach, ofiarnych i obojętnych, naukowców i laików. Nie inaczej wyglądał zespół członków Koła SGP, o którym tu mowa. Obok nestora geodetów łódzkich, 80-letniego inż. Ossowskiego stanął do pracy w Kole SGP absolwent Technikum Geodezyjnego, technik Messyasz, obok doświadczonego inż. Szantyra stoi zdolny sekretarz techniczny Piotrowski. Racjonalizatorowi inż. Gabryelskiemu dzielnie sekunduje w pracy młoda kreślarka Skąpska.

To właśnie zasługa ob. Skąpskiej, że 97,6% członków płaci dziś składki na bieżąco, to ob. inż. Czekalski i ob. kreślarz Troszczyński spowodowali, że Przegląd Geodezyjny prenumeruje obecnie 31 członków, a nie 2 (dwóch), jak to miało miejsce w dniu założenia Koła. Ob.: Nowakowski, Szantyr, Trzaskowski, Bryłka, Kielbik wraz z autorem artykułu opracowali instrukcje współzawodnictwa pracy, którą stale zmienia się, udoskonala i dostosowuje do potrzeb. Dziś istnieje zarówno zespołowe jak i indywidualne współzawodnictwo gwarancyjne. Dziś, ocenia się nie tylko ilość, ale również jakość i terminowość. I dziś już współzawodniczy cała załoga: pracownicy bezpośredniej i pośredniej produkcji oraz pracownicy administracyjni: Ob. Szantyr, Ebert i 15 innych założyli Klub Techniki i Racjonalizacji, rozpoczynając pracę na nowym odcinku, niezmiernie ciekawym i pożytecznym. I trudna to, żmudna praca, kiedy się zaczyna od początku, kiedy jeszcze brak jest wzorów, kiedy brak doświadczenia, pomocy, rady, praktycznych wskazówek, ba, brak nawet pomieszczenia, przepisów sprzętu, literatury, brak środków materialnych. Stosunek administracji przedsiębiorstwa do Klubu jest formalno-życzliwy i nic ponadto.

Na przykład: biblioteka fachowa istnieje. Zakład pracy kupuje literaturę fachową, gromadzi dzienniki urzędowe, cenniki, katalogi norm, przepisy i zarządzenia, abonuje czasopisma techniczne i popularno-naukowe. Wszystko to otrzymuje trwałą oprawę. Koło SGP wytypywało komisję biblioteczną i bibliotekarkę, ale bibliotekarka nie działa, nie spełnia zadania, bo kierownictwo przedsiębiorstwa od 2 lat kupuje szafy do książek. Dziwnie się składa, że raz nie ma funduszów, a są szafy-biblioteki!... To znów są fundusze, a na rynku nie ma szaf!

Ob. inż. Gabryelski skonstruował interpolator. Naprawdę dobry przyrząd. Łatwy w użyciu, upraszcza pracę, oszczędza czas i obniża koszty. Pomysł został dawno opatentowany, ale nadal posługuje się interpolatorem w pracy tylko jego pomysłowy wynalazca. Czemu? Bo ani Komisja Wynalazczości, ani Klub Techniki, ani Koło SGP, ani kierownictwo przedsiębiorstwa, ani jednostka nadrzędna, słowem nikt do tej pory nie znalazł wytwórni sprzętu precyzyjnego, która podjęłaby się seryjnej produkcji interpolatora. Nikt również nie znalazł do tej pory, choć skromnej sumy w planie finansowym przedsiębiorstwa, by wynagrodzić doskonały pomysł racjonalizatorski wynalazcy. A przecież nagroda i uznanie dodaje bodźca i jest najlepszą propagandą.

Różnie bywa z tą pracą Koła SGP. Bywa dobrze i bywa źle. Nakazem chwili jest szkolenie wewnątrzzakładowe. Geodetów mamy wciąż jeszcze za mało. Zakład pracy urządza kursy instruktażowe dla młodych techników, doszkala starszych pomiarowych, zatrudnia praktykantów. Więc członkowie Koła SGP opracowują programy szkoleń i wykłady, dostarczają wykładowców. Koło SGP prowadzi systematyczną akcję odczytową, tematycznie związaną z zagadnieniami i potrzebami przedsiębiorstwa. 80% odczytów i referatów opracowują członkowie Koła i autorzy wygłaszają odczyty oraz referaty osobiście. Nie ma jednego zebrania Koła, nie ma narady produkcyjnej, nie ma akademii lub innej imprezy w zakładzie pracy, na której by nie wygłaszano odpowiednio dobranego odczytu lub referatu. W jednym tylko roku 1953 wygłoszono 11 odczytów i 7 referatów, których słuchało ogółem 378 członków i 407 sympatyków Koła SGP.

Dyskusje nie są mocną stroną, ale po tych odczytach zabierało głos 47 członków i 19 sympatyków. Odczyty pt. „Pomiary tachymetryczne", „Rola pomiarowca", „Lepsza jakość, lepsza oszczędność", poruszyły i zainteresowały ogół słuchaczy, wywołując ciekawą i żywą dyskusję, obfitującą w praktyczne wnioski.

Nie podobna zaprzeczyć, że były też odczyty źle opracowane i nudnie wygłaszane. Odczyt pt. „Pomiary, kolejowe", przeładowany był obfitą ilością szczegółików, ogromną masą cytat i przepisów i instrukcyj w których zagubił się sens sprawy.

Prelegent nadomiar mówił sennie, monotonnie i przez to nudnie. Raz bywa tak, raz bywa inaczej.

Zasadniczo jednak stwierdzić należy, że odczyty są starannie opracowane i utrzymane na poziomie popularnym, łatwo zrozumiałym dla pomiarowców i młodych sił technicznych. A to właśnie jest olbrzymim plusem całej akcji odczytowej.

Członkowie Koła SGP podejmują i skrupulatnie realizują moc zobowiązań produkcyjnych przy różnych okazjach. Z reguły zobowiązania dotyczą zadań ponadplanowych, a często są wykonywane nieodpłatnie. 35 okolicznościowych zobowiązań zespołowych i wiele, wiele indywidualnych dały gospodarce państwowej, jak dotąd, około 200 tysięcy zł oszczędności gotówką, nie licząc realnej korzyści, którą daje sam produkt zobowiązań: dokumentację geodezyjną dla ważnych inwestycji gospodarki socjalistycznej.

Może należałoby wspomieć jeszcze o pracy członków Koła SGP w tej lub innej dziedzinie, może trzeba by wykazać sukcesy, lub niepowodzenia tej pracy. Można by mnożyć szczegóły, przytaczać nazwiska, lecz nie o to chodzi obecnie.

Ważne jest wyłącznie pytanie, czy koła zakładowe SGP są potrzebne i czy spełniają swój cel?

Są potrzebne! Właśnie koła zakładowe stowarzyszeń branżowych NOT pchnęły pracę oddziałów wojewódzkich na szerszy tor. Przemieniły stowarzyszenia branżowe gruntownie, z ekskluzywnych klubów, którymi były dotychczas, stały się organizacjami masowymi. Zarówno czysta praca organizacyjna oddziałów, jak i oddziaływanie stowarzyszeń branżowych NOT na pracę zawodową zyskały na intensywności, stały się bardziej bezpośrednie dzięki kołom zakładowym NOT. Dlatego też koła zakładowe NOT mimo okresowych niepowodzeń, mimo zahamowań w swej pracy, mimo nieporozumień, mimo niedostatecznego powiązania z zakładami pracy — w zasadzie cel swój spełniają.

Dotychczas praca Koła SGP oparta była o tymczasowe wytyczne, opracowane przez Zarząd Główny SGP. W praktyce oznaczało to planowanie odgórne, a obecnie przechodzi się na planowanie oddolne. Same koła zakładowe ułożą swe plany pracy tak, by powiązać swoją działalność najściślej z pracą zawodową. Planowanie oddolne będzie najlepszą gwarancją dla właściwej, pożytecznej pracy kół zakładowych.

Piotr Collik, godło „Kronikarz"

MOJE PIERWSZE PRACE MIERNICZE

Egzamin dyplomowy, to moment przełomowy w życiu każdego studenta. Koniec pracy teoretycznej na uczelni, która aczkolwiek ciężka, inna jest swym charakterem i wymaganiami stawianymi wykonawcy w pracy zawodowej. Podczas studiów, korzystamy z pomocy personelu naukowego, pracujemy kolektywnie usuwając wszelkie niejasności. Każde nasze rozwiązanie jest kontrolowane i korygowane przez naszych profesorów czy asystentów. W pracy zawodowej młody inżynier musi często sam rozwiązać zagadnienia praktyczne, gdyż od jego decyzji zależy wynik i dokładność wykonywanych czynności.

Polska Ludowa stworzyła nam warunki kształcenia się. Ułatwiła nam osiągnięcie wysokich kwalifikacji zawodowych, zobowiązując nas moralnie do spłacenia zaciągniętych zobowiązań.

W trosce o zapewnienie absolwentom odpowiedniej pracy i zaspokojenia najbardziej palących potrzeb gospodarczych, władze kierują poszczególnych fachowców tam, gdzie ich praca jest najbardziej potrzebna. Żeby sprostać zadaniom, jakie stają przed nowowstępującymi w życie zawodowe, potrzebne jest nie tylko przygotowanie teoretyczne, trzeba poznawać praktycznie zagadnienia zawodowe.

Po skończeniu Politechniki otrzymałem przydział pracy do Przedsiębiorstwa Geodezyjnego Gospodarki Komunalnej „Wschód" od dnia 16.III.1954 r.

W wydziale warszawskim tego przedsiębiorstwa zostałem bardzo mile przyjęty. Otrzymałem wyczerpujące informacje, dotyczące przedmiotu i rodzaju pracy oraz skierowanie na jej wykonanie.

Pierwszym moim samodzielnym zadaniem był pomiar sytuacyjno-wysokościowy na terenie fabrycznym PZMB w Pruszkowie. Zebrawszy odpowiednie dane, materiały, sprzęt i zespół 3 pomiarowych, wyjechałem do miejsca pracy.

Zadanie było dość trudne. Należało dokonać pomiaru terenu o powierzchni ca 4 ha, o dużym nasileniu ruchu fabrycznego. Ponadto był to teren o zabudowie zwartej, na którym leżały hałdy węgla i różnych materiałów. Zdawałem sobie sprawę, że to jest mój pierwszy krok, robota „prestiżowa", od wyniku której uzależniona będzie moja opinia w przedsiębiorstwie. Dałem z siebie wszystko, aby praca moja wypadła dobrze.

Zorganizowałem pracę, uświadomiłem zespół pomiarowych o konieczności kolektywnej pracy i charakterze zadania które wykonujemy. Efekt był taki, że robotę skończyliśmy przed terminem, osiągając wysokie przekroczenie normy. Szybkość i jakość wykonywanych prac zawdzięczam w dużej mierze kierownikowi roboty, który okazywał mi pomoc w każdej sprawie, często wizytując pracę i rozwiązując trudniejsze problemy.

Druga moja praca, to pomiary realizacyjno-inwentaryzacyjne na terenie Elektrociepłowni Żerań. Po otrzymaniu odpowiednich wytycznych ilustrujących rodzaj i metody pracy, wyjechałem w teren.

Początkowo nie wyobrażałem sobie pracy w takim obiekcie -kolosie, gdzie hałdy ziemi, wykopy, wielkie hale maszyn i urządzeń, ogromny ruch maszyn, ciągników itp. oszałamia wprost początkującego inżyniera. W pierwszych dniach trudno mi było zebrać myśli i zdać sobie sprawę z sytuacji w jakiej się znalazłem. Trzeba było krok po kroku poznawać teren, aby móc przystąpić do jakiejkolwiek pracy i ułożyć program działania.

Zapoznałem się gruntownie z literaturą krajową, a przy pomocy kierownictwa korzystałem z bogatej literatury radzieckiej, która w dużej mierze przyczyniła się do wprowadzenia i zorientowania mnie w tego rodzaju robotach.

Pomiary realizacyjne należą do bardzo odpowiedzialnych prac geodezyjnych. Pracuje się w różnych warunkach i na różnych wysokościach, na suwnicach i belkach konstrukcyjnych, korzystając z pomocniczych rusztowań. Trzeba silnych nerwów, aby w takich warunkach wykonać skomplikowane pomiary. Wielki ruch rozprasza uwagę, a pomimo to, obserwacje trzeba robić szybko i dobrze, aby nie hamować budowy i montażu. Straty wynikłe z błędnego pomiaru są bowiem bardzo wysokie, ponadto powodują zaburzenia w harmonogramie robót, opóźniając termin wykonania obiektu.

Przy pracach realizacyjnych nieodzowna jest znajomość zarówno geodezji przemysłowej jak i dziedziny budownictwa i inżynierii, gdyż trzeba często korzystać z planów budowlanych.

Przy wyborze metod i rozwiązywaniu pewnych skomplikowanych zagadnień wielką pomoc okazywał mi kierownik roboty inż. T. Dobek. Pozwoliło to na zwiększenie tempa prac i uniknięcie niejednokrotnie błędnych rozwiązań. Dla zapewnienia tempa i ciągłości produkcji zespół przystąpił z pomiarami do współzawodnictwa.

Przedsiębiorstwo udziela naszemu zespołowi wszechstronnej pomocy, troszczy się o zaspokojenie potrzeb związanych z produkcją, dostarcza odpowiedni sprzęt i odzież ochronną. Szczególnie sprawa sprzętu precyzyjnego jest niezmiernie ważna dla tego rodzaju pomiarów.

Zdając sobie sprawę z zadań jakich jestem wykonawcą, daję z siebie wszystko, aby prace moje były efektywne i bezusterkowe. Poznałem praktycznie pomiary realizacyjne. Jest to dla mnie osiągnięciem wielkiej wagi, a więc staram się aby włożony wysiłek nie poszedł na marne. Zdobytą wiedzę praktyczną rozszerzam, starając się jak najbardziej poznać zagadnienia pomiarów realizacyjnych, aby przyczynić się do sprawnej budowy inwestycji planu 6-letniego.

Inż. Stefan Goryszewski

UWAGI NA TEMAT INTERPRETACJI INSTRUKCJI POMIAROWEJ B-IV — POMIARY SYTUACYJNE

W instrukcji pomiarowej B-IV, paragraf 40 omawia sposoby pomiaru niektórych przedmiotów.

Brzmienie tego paragrafu jest następujące: „Przy pomiarze przedmiotów nie sąsiadujących bezpośrednio z granicami posiadania można stosować sposób wcięć liniowych opartych na pomierzonych już punktach sytuacji oraz konstrukcje liniowe oparte na punktach wyznaczonych przez wcięcia i przecięcia przedłużeń linii konturowych".

W pomiarach sytuacyjnych przy praktycznym stosowaniu tego paragrafu natrafiono na niejasności, które komentowano w różny sposób. Okazało się jednak, że bez dodatkowego wyjaśnienia czynnika miarodajnego przepisu tego nie da się stosować w praktyce. Zwrócono się więc o wykładnię do Centralnego Urzędu Geodezji i Kartografii, skąd otrzymano następujący komentarz:

„Przez podany w paragrafie 40 „Instrukcji B-IV — pomiary sytuacyjne", „sposób wcięć liniowych, opartych na pomierzonych już punktach sytuacyjnych", należy rozumieć linie pomiarowe założone przede wszystkim między punktami sytuacyjnymi, wyznaczonymi w oparciu o podstawową sieć linii poligonowych i pomiarowych.

Natomiast „konstrukcje liniowe oparte na punktach wyznaczonych przez wcięcia i przecięcia przedłużeń linii konturowych" należy rozumieć jako sposób pomiarów szczegółów, w przypadkach niemożności oparcia konstrukcji liniowej na zasadniczej sieci linii pomiarowych lub już wyznaczone punkty sytuacyjne.

Stosowanie wcięć i konstrukcji liniowych w oparciu o punkty wcięte i przedłużenia linii konturowych należy w zasadzie stosować jedynie dla pomiaru trudno dostępnych punktów sytuacyjnych".

Zacytowana interpretacja zwęziła (końcowy ustęp zacytowanego pisma) praktycznie stosowanie przepisu § 40.

A szkoda, bo sposób opierania linii pomiarowych o punkty sytuacyjne poprzednio pomierzone był dopuszczany przez instrukcje pomiarowe dawne, a między innymi przez pruskie instrukcje katastralne i był również szeroko stosowany, z dobrym skutkiem, w pracach pomiarowych aktualizacyjnych, wykonywanych przez. b .Biuro Pomiarów Zarządu Miejskiego w m. st. Warszawie.

Sposób ten powinien znaleźć swój wyraz w instrukcji pomiarowej ze względu na to, że uprościłoby to wykonanie prac pomiarowych w terenie i wpłynęłoby wybitnie na potanienie ich, co przy powszechnym dążeniu w kierunku obniżki kosztów własnych produkcji nie może być obojętne ze względu na duże oszczędności.

Mamy np. do zaaktualizowania mapę ulicy. Ulica jest zabudowana. Większość sytuacji istniejącej na ulicy wykazana jest na mapie. Chodzi o dodatkowe zdjęcie drzew, znaków urządzeń podziemnych i innych podobnych szczegółów sytuacyjnych powstałych w terenie, a nie istniejących na mapie.

Opierając się na urzędowej interpretacji § 40 pomiar wymienionych szczegółów sytuacyjnych należy wykonać z linii pomiarowych lub z ciągu sytuacyjnego założonego dla tego celu, opartego o punkty poligonowe znajdujące się często na innych odległych ulicach. Jest to sposób uciążliwy i nieekonomiczny.

Sposobem zupełnie wystarczającym, dającym nie mniejszą dokładność ale za to krótszym w czasie i tańszym byłby sposób pomierzenia tych szczegółów sytuacyjnych, których brak na mapie ulicy, z linii pomiarowych, opartych np. o narożniki domów, istniejących w terenie i na mapie.

Stosownie do wykładni CUGiK nie można jednak stosować tego sposobu, gdyż wyraźnie zabrania go końcowy ustęp interpretacji:

„Stosowanie wcięć i konstrukcji liniowych w oparciu o punkty wcięte i przedłużenia linii konturowych należy w zasadzie stosować jedynie dla pomiaru trudno dostępnych punktów sytuacyjnych".

W ogromnej zaś większości przypadków dostęp do punktów sytuacyjnych podlegających pomiarowi nie należy do trudno dostępnych.

Stanisław Zabrzycki

IX KONFERENCJA NAUKOWO-TECHNICZNA SGP

Zgodnie z planem pracy na rok 1954 Stowarzyszenie Naukowo-Techniczne Geodetów Polskich, w porozumieniu z zainteresowanymi resortami przygotowuje konferencję naukowo-techniczną w sprawie średniego geodezyjnego szkolnictwa zawodowego.

Konferencja dokona oceny dotychczasowych wyników szkolenia zawodowego na tle wymagań stawianych przed technikami geodetami przez aktualne potrzeby geodezyjne kraju oraz ustali, w oparciu o postulaty gospodarcze, wytyczne dla dalszego kierunku geodezyjnego szkolnictwa zawodowego.

Temat konferencji zostanie ujęty w dwóch referatach:

1. Dorobek zawodowego szkolnictwa geodezyjnego oraz analiza dotychczasowego szkolenia w świetle potrzeb zawodu.
2. Sylwetka absolwenta technika geodety.

W wymienionych referatach zostaną postawione następujące zagadnienia:

1. Zapotrzebowanie na kadry geodezyjne — aktualne i perspektywiczne.

2. Zagadnienie świadomości polityczno-społecznej i postawy moralnej absolwenta Technikum Geodezyjnego.

3. Jakie przygotowanie powinni mieć kandydaci do Techników Geodezyjnych.

4. Jakim warunkom fizycznym powinni odpowiadać kandydaci do Techników Geodezyjnych.

5. Powiązanie programów nauczania w Technikach Geodezyjnych z programami Wydziałów Geodezyjnych.

6. Ilość lat nauki w Technikach Geodezyjnych.

7. Kierunki specjalizacji.

8. Stosunek godzin zajęć teoretycznych do praktycznych.

9. Wychowanie fizyczne w programie nauczania .

10. Programy, siatki godzin oraz harmonogramy poszczególnych lat szkolnych.

11. Praktyki uczniów Techników Geodezyjnych.

12. Lokalizacja Techników Geodezyjnych.

13. Kadry nauczycielskie przedmiotów zawodowych .

14. Ośrodki metodyczne dla nauczycieli przedmiotów zawodowych Techników Geodezyjnych, metodyka nauczania.

15. Urządzenia i wyposażenia Techników Geodezyjnych.

16. Podręczniki i pomoce naukowe dla głównych przedmiotów zawodowych i pomocniczych.

17. Współpraca Techników Geodezyjnych z SGP (formy i zakres współpracy).

Poza tym zaplanowano dwa koreferaty.

Odbycie IX Konferencji Naukowo-Technicznej przewidziane jest na pierwszą połowę grudnia br. w Łodzi.

Czas trwania konferencji — 2 dni.

Udział w konferencji wezmą przedstawiciele zainteresowanych resortów i przedsiębiorstw geodezyjnych, instytutów, zakładów geodezyjnego szkolnictwa zawodowego i katedr naukowych, organizacji społecznych i SGP.

DO AUTORA ARTYKUŁU „REFLEKSJE KANDYDATA NA STOPIEŃ INŻYNIERA"

Sprawy poruszone w artykule kol. J. Kwiatkowskiego z Lublina (Nr 6 PG z 1954 r.) znalazły wyjaśnienie w odpowiedziach: Komisji Weryfikacyjno-Egzaminacyjnej, Zarządu Głównego SGP i redakcji PG.

Zabieram głos w dyskusji jako jeden z tych, którzy uzyskali tytuł inżyniera w pierwszej kolejności w 1950 r., a więc w tym czasie, kiedy według twierdzenia autora artykułu, Komisja Weryfikacyjno-Egzaminacyjna była jakoby bardziej liberalna.

Wywody kol. J. Kwiatkowskiego odnośnie wymagań komisji podczas egzaminu kandydata na stopień inżyniera, rzekomo dawniej łagodne, a obecnie bardziej surowe, jak również krytyka działalności tej komisji są niesłuszne i niezbyt przemyślane. Wymagania komisji w roku 1950 nie były inne jak obecnie z tej prostej przyczyny, że były oparte na tych samych aktach ustawodawczych, które wyraźnie ustalają, jakie należy przedłożyć dowody, dla stwierdzenia, czy kandydat rzeczywiście zasługuje na uzyskanie tytułu inżyniera. Najistotniejsze jest stwierdzenie, że prace wykonywane przez kandydata były pracami „które powierza się inżynierom" oraz, że prace wykonywał on przez określoną ilość lat. A praca wykonywana przez „inżyniera" wymaga umiejętności i opanowania całego szeregu wiadomości teoretycznych włącznie z rachunkiem wyrównawczym.

Dlatego to sprawozdanie i dowody załączone do wniosku o dopuszczenie do egzaminu są badane uprzednio przez zarządy oddziałów SGP celem stwierdzenia, które prace kandydata mogą być zaliczone w ramy wykonywanych przez „inżyniera".

A jeżeli, w roku 1950 było więcej osób, które ten tytuł inżyniera uzyskały, aniżeli jest ich w 1954 roku, to wcale nie dowodzi, że im było łatwiej tytuł uzyskać, gdyż komisja wtedy łagodniej do tej sprawy podchodziła. Dowodzi to wręcz czego innego, a mianowicie: że w pierwszej kolejności uzyskali ten tytuł ci, którzy już przez przeniesienie swej wiedzy fachowej, przez swą pracę na stanowiskach powierzanych zwykle inżynierom, udowodnili przed komisją, że tytuł „inżynier" właściwie już zdobyli. Jeżeli komisja przyznawała tytuł inżyniera pewnym osobom bez składania egzaminu, to w takim wypadku za kandydatem przemawiały wykonane samodzielnie prace.

Odnośnie zarzutu kolegi, że większość inżynierów, to dawni mierniczowie, a nie praktycy, nie jest dowodem, że „praktyk" nie może uzyskać tego tytułu, lecz że musi on bardziej podciągnąć się i uzupełnić swe wiadomości teoretyczne. Aby mu to zadanie ułatwić, organizowane są przez nasze stowarzyszenie kursy przygotowawcze do egzaminu na stopień inżyniera.

Argument kolegi o zbędności znajomości ogólnych zasad teorii geodezji wobec nowych możliwości prowadzenia pomiarów radarem lub innymi środkami zdaje się prowadzić do odmiennego, lecz prostego wniosku — musimy wszyscy pogłębić nasze wiadomości teoretyczne i praktyczne, tym samym popracować nad sobą, zanim przystąpimy do egzaminu na stopień inżyniera. Do takiego wniosku prowadzi wypowiedź kolegi odnośnie zbyt wysokiego poziomu „Przeglądu Geodezyjnego", rzekomo redagowanego przez teoretyków. Ze swej strony mogę oświadczyć, że nie podzielam tego zarzutu, a jestem stałym czytelnikiem naszego czasopisma od jego pierwszego numeru. Mamy swoje czasopismo na to, aby podawało nam nie tylko ciekawe przykłady z wykonawstwa, ale również najświeższe osiągnięcia teoretyczne. Pracując praktycznie i wykonując samodzielnie prace powierzane zwykle inżynierom łatwo przekonać się, że wiele zadań geodezyjnych wymaga najpierw rozwiązania części teoretycznej po to, aby następnie zastosować najlepsze metody wykonania praktycznego. I dlatego to kolego nie popieram Waszego ataku na działalność Komisji Weryfikacyjno-Egzaminacyjnej. Jestem zdania, że kolega nie przemyślał zagadnienia należycie.

Inż. Stefan Kolibabski
Stalinogród

SPRAWDŹMY STAN BIBLIOTEK W ZAKŁADACH PRACY PO RAZ DRUGI

W sierpniowym zeszycie Przeglądu Geodezyjnego przeczytałem notatkę dla bibliofilów, a w niej apel kol. Kazimierza Biwana z Nowej Soli o uzupełnienie brakujących w bibliotece zakładowej zeszytów Przeglądu Geodezyjnego. I przyszło mi na myśl, że notatka ta to był tylko skromny sygnał wielkiego problemu, o którym warto szerzej napisać, a mianowicie problemu bibliotek zakładowych w ogóle. Nie wszystko bowiem na tym odcinku jest w porządku. Bardzo często biblioteki techniczne, zwłaszcza w komórkach powiatowych, nie istnieją w ogóle, a nawet w wielkich przedsiębiorstwach mierniczych liczących po kilkuset pracowników usłyszeć można takie odpowiedzi: — „Takich a takich tablic czy książki nie mamy w bibliotece", „Owszem, mamy tę książkę, ale tylko w jednym egzemplarzu, proszę się na nią zapisać, jest kolega n-ty z rzędu na liście", itp.

Nie mam oczywiście żadnych możliwości sprawdzenia jak wygląda stan bibliotek fachowych w różnych komórkach geodezyjnych w kraju, ale przypuszczam, że nie będę daleki od prawdy jeśli ocenię ten stan jako niezbyt dobry. Powstaje pytanie — dlaczego tak jest?

— Istnieje przecież uchwała Prezydium Rządu o bibliotekach zakładowych, która zapewnia każdej komórce możność rozwiązywania tej sprawy z pożytkiem dla wydajności pracy i z korzyścią dla pracowników, przez podniesienie ich kwalifikacji.

— Istnieje Państwowe Przedsiębiorstwo Wydawnictw Kartograficznych, które wydało już kilkadziesiąt pozycji z dziedziny geodezji i ma ambitne zamierzenia na przyszłość, czego świadectwem jest choćby wielokrotnie w P. G. anonsowany słownik geodezyjny.

— W budżetach przedsiębiorstw istnieją poważne fundusze na zakup niezbędnych dla potrzeb produkcji tablic i książek.

Tymczasem w bibliotekach nie można nieraz doprosić się najpotrzebniejszych do wyliczeń tablic, choć zalegają one półki księgarskie w księgarniach technicznych.

Kto odpowiada za ten smutny stan? Wydaje mi się, że my sami. Istnieją przecież wszelkie przesłanki ku temu, aby biblioteka była w zakładzie pracy komórką żywą i pożyteczną. Są przecież odpowiednie uchwały, są książki i fundusze na nie. Tymczasem nasz własny brak zainteresowania tymi sprawami, brak troski o biblioteki zakładowe doprowadził do tak smutnego stanu. Trudno wymagać, aby nieokreślony bliżej „ktoś" zadbał o bibliotekę, skoro sami geodeci nie troszczą się o swoje własne, tak żywotne sprawy.

I dlatego apel kolegi K. Biwana powinny podjąć i rozwinąć koła zakładowe SGP. Należy sprawdzić nie tylko stan roczników Przeglądu Geodezyjnego w bibliotekach ale stan bibliotek w ogóle. Zasada powinna być prosta. Wszystkie wydane po wojnie książki z dziedziny geodezji i kartografii znaleźć się powinny w dostatecznej ilości egzemplarzy w każdej bibliotece zakładowej. Obok nich książki z innych, pokrewnych dziedzin, związanych z typowymi pracami poszczególnych przedsiębiorstw i komórek geodezyjnych.

Dopiero wówczas, gdy biblioteka fachowa wypełni się książkami, koło rozpocząć może na tym odcinku dalszą działalność, a więc propagandę czytelnictwa, krytykę i ocenę wydanych już publikacji, analizowanie planów wydawniczych PPWK itp.

Podstawą działalności kół zakładowych na odcinku czytelnictwa literatury fachowej jest dobrze zorganizowana i wyposażona biblioteka zakładowa. Nie trudno zestawić wzorowy jej skład. Bibliografię książek z dziedziny geodezji znajdziemy w „Roczniku Geodezyjnym" z roku 1953, pozycje w przygotowaniu w programie wydawniczym PPWK. Rozwińmy więc apel kol. K. Biwana i rzućmy wszystkim kołom SGP hasło:

„Sprawdźmy stan bibliotek w zakładach pracy i rozpocznijmy pracę nad ich należytym wyposażeniem".

Efekty w produkcji i w naszych własnych kwalifikacjach zwrócą się wówczas stokrotnie.

W. Majka

NOTATKA DLA BIBLIOFILÓW

Redakcja posiada do dyspozycji Kolegów i kół zakładowych następujące zeszyty Przeglądu Geodezyjnego bezpłatnie:

Dar Koła Zakładowego SGP w Nowej Soli:
nr 4, 5 (dwukrotnie), 6 z 1945 r.

Dar Kol. K. Grabskiego
nr 9, 10 z 1947 r.

Dar Kol. I. Rabczuka
nr 4, 5 z 1945 r., nr 8 z 1946 r.
nr 5, 6, 7-8 z 1951 r., nr 4 z 1952 r.

Dar Kol. K. Rżewskiego
nr 11-12 z 1946 r., nr 3-4 z 1947 r.

Zgłoszenia na zeszyty Przeglądu Geodezyjnego z lat ubiegłych są następujące:

Koło Zakładowe SGP w Nowej Soli poszukuje
nr 5 z 1946 r., nr 1 z 1947 r.
nr 1 z 1952 r., nr 4, 5 z 1953 r.

Kol. K. Grabski poszukuje
nr 7, 10, 12 z 1953 r.

Ponadto redakcja prosi Kolegów o uzupełnienie biblioteki redakcyjnej następującymi zeszytami czasopism mierniczych z okresu międzywojennego:

Biuletyn Koła Inżynierów Mierniczych nr 1, 2, 3.

Przegląd Fotogrametryczny nr 5-6, 7-8, 9-10, 11-12, 13-14, 17-18, 19-20.

Wiadomości Służby Geograficznej — brak wszystkich zeszytów.

Na zakończenie tej notatki dla bibliofilów podajemy prośbę mgr inż. Kazimierza Sawickiego, który od dawna poszukuje w antykwariatach, wydanej w 1921 roku, książki Bolesława Olszewicza „Polska Kartografia Wojskowa". Niestety jest to bibliograficzna rzadkość i starania Kol. K. Sawickiego nie odniosły dotychczas skutku. Być może więc, że Jego apel w Przeglądzie Geodezyjnym będzie miał lepszy skutek. Nadmieniamy, że Kol. K. Sawicki pragnie książkę tę zakupić.

O KONKURSIE NA NAJLEPSZY OPIS PRACY STOWARZYSZENIOWEGO KOŁA ZAKŁADOWEGO

Naczelna Organizacja Techniczna i Komitet do Spraw Radiofonii „Polskie Radio", w grudniu 1952 roku ogłosiły wspólnie konkurs na najlepszy opis pracy stowarzyszeniowego koła zakładowego.

Celem konkursu była z jednej strony popularyzacja i propaganda tej nowej, gdyż powstałej w 1952 roku, formy organizacyjnej w pracy stowarzyszeń naukowo-technicznych, z drugiej zaś zebranie materiałów co do zakresu pracy kół oraz upowszechnienie metod i form pracy, które okazały się najlepsze.

O znaczeniu jakie organizatorzy przywiązywali do konkursu świadczyła jego propaganda przez stowarzyszenia, w prasie i poprzez radio, znaczna liczba, gdyż 26 nagród, a w pewnej mierze również i ich wysokość. Warunki konkursu przewidywały jedną pierwszą nagrodę w wysokości 5000 zł, trzy drugie po 2000 zł, sześć trzecich po 1000 zł i szesnaście czwartych po zł 500.

Na konkurs wpłynęło łącznie 55 prac. Zgodnie z ogłoszonymi warunkami konkursu zostały one przesłane do oceny komisjom branżowym. Liczba prac konkursowych skierowanych do poszczególnych komisji była następująca.

Komisja Budownictwa, Instalacji Komunikacj i Melioracji	12
Komisja Chemii	3
Komisja Elektrotechniki	3
Komisja Górnictwa i Hutnictwa	7
Komisja Mechaniki i Odlewnictwa	10
Komisja Leśnictwa, Drzewnictwa i Papiernictwa	5
Komisja Geodezji	4
Komisja Włókiennictwa	3
Komisja Przem. Spoż. i Rolnictwa	8

Po ocenie prac konkursowych przez komisje branżowe zostały one powtórnie rozpatrzone przez Główną Komisję Konkursu. W ostatecznym wyniku Komisja Główna przyznała 30 nagród. Pierwszej nagrody nie przyznano żadnej z prac, zwiększono natomiast liczbę drugich nagród o jedną, trzecich o dwie i czwartych również o dwie. Szczegółowy wykaz prac nagrodzonych opublikowany został w 9 zeszycie (wrzesień) Przeglądu Technicznego, w którym, w jednym z późniejszych zeszytów, ukaże się również szczegółowa analiza konkursu.

W Przeglądzie Geodezyjnym podajemy więc jedynie wykaz czterech drugich nagród, a również wykaz prac nagrodzonych względnie wyróżnionych, pisanych przez geodetów.

Cztery drugie nagrody przyznano za następujące prace:

Praca oznaczona godłem „71-35-16" — Wielobranżowe Koło Zakładowe przy Biurze Projektów Przemysłu Mat. Bud. w Krakowie. — Autorzy: Maciej Mischke, Włodzimierz Raj i Juliusz Treutler.

Praca oznaczona godłem „Postęp" — Koło Zakładowe przy CBT Przemysłu Maszyn Włókienniczych w Łodzi. Autor — Stanisław Frankiewicz.

Praca oznaczona godłem „Konrad Brojan" — Koło Zakładowe przy Warszawskim Okręgowym Przedsiębiorstwie Mierniczym. Autorzy: inż. Bronisław Łącki i inż. Janusz Tymowski.

Praca oznaczona godłem „Poprostu" — Koło Zakładowe przy Ekspozyturze Wojew. Centralnego Zarządu Przemysłu Mlecznego w Krakowie — Autor — J. Łanoszka.

Kolegom geodetom, biorącym udział w konkursie, obok drugiej nagrody oznaczonej godłem „Konrad Brojan", przyznano jeszcze dwie czwarte nagrody za następujące prace:

Praca oznaczona godłem „Kronikarz" — Koło SGP przy Przedsiębiorstwie Geodezyjnym Gospodarki Komunalnej „Zachód" w Łodzi. Autor — Piotr Collik.

Praca oznaczona godłem „Jeż" — Koło PZITB przy Centralnym Biurze Studiów i Projektów Ministerstwa Gospodarki Komunalnej w Warszawie. Autor — inż. Bronisław Lipiński.

Ponadto Komisja Główna zwróciła uwagę na pracę oznaczoną godłem „160/S", pisaną również przez geodetę, inż. Ignacego Rabczuka. Komisja uznała ją za ciekawą z punktu widzenia opisu prac produkcyjnych i jedynie brak powiązania tej pracy z działalnością koła zakładowego sprawił, że nie otrzymała ona nagrody.

A teraz postarajmy się ocenić jak wypadł udział geodetów w konkursie.

— Na 55 prac zgłoszonych 5 prac nadesłali geodeci.

— Na 30 prac nagrodzonych prace geodetów otrzymały jedną drugą i dwie czwarte nagrody, ponadto zaś jedna praca nienagrodzona została wyróżniona.

Wynik ten należy uznać za dobry, zarówno pod względem liczby nadesłanych prac jak i ich poziomu.

Redakcja P. G. w porozumieniu z Główną Komisją Konkursu wykorzystała już pracę opatrzoną godłem „Konrad Brojan" w zeszycie poświęconym pracy przedsiębiorstw geodezyjnych. W zeszycie niniejszym publikujemy na innym miejscu pracę opatrzoną godłem „Kronikarz". W jednym z następnych zeszytów opublikujemy pracę nagrodzoną, opatrzoną godłem „Jeż" oraz pracę wyróżnioną, opatrzoną godłem „160/S".

WYBRANE ZAGADNIENIA Z EKONOMIKI I ORGANIZACJI ROBÓT GEODEZYJNYCH

Nowe skrypty wydane przez SGP

Wyszły z druku pod redakcją mgr inż. E. Łukasiewicza i mgr A. Tyńca pierwsze cztery zeszyty skryptu wyżej wymienionego pt.

1. Wiadomości wstępne — mgr inż. E. Weycherta
2. Znaczenie geodezji w gospodarce planowej — mgr inż. A. Krysińskiego
3. Ekonomika pracy — mgr M. Bolesty
4. Rozrachunek gospodarczy — mgr inż. E. Weycherta

W opracowaniu są i ukażą się jeszcze w bieżącym roku następujące dalsze zeszyty, a mianowicie:

5. Organizacja przedsiębiorstw geodezyjnych — mgr inż. B. Lipińskiego
6. Ogólne zagadnienia planowania — mgr J. Szymońskiego
7. Planowanie operatywne (wykonawcze) — mgr inż. W. Kownackiego
8. Normowanie robót geodezyjnych — mgr inż. A. Szczerby
9. Systemy płac — mgr A. Tyńca
10. Współzawodnictwo i racjonalizatorstwo — mgr inż. A Szczerby
11. Normalizacja — mgr inż. R. Włodarczyka
12. Analiza i kontrola robót geodezyjnych.

Wydawnictwo niniejsze jest przeznaczone, przede wszystkim dla słuchaczy kursów naszego Stowarzyszenia. Jest jednak pewna ilość, ograniczona, wolnych egzemplarzy, które na zamówienie przesyłamy.

Cena 4 pierwszych egzemplarzy z przesyłką pocztową wynosi 20 zł, dalszych 8 — 50 zł.

Zamówienia należy kierować: Zarząd Główny SGP — Kierownictwo Kursów, W-wa, ul. Czackiego 3/5.

SPRAWOZDANIE KOMISJI FUNDUSZU POŚMIERTNEGO CZŁONKÓW SGP

za m-c sierpień 1954 r.

W sierpniu 1954 r. oddziały SGP wpłaciły tytułem składek na FP	22.391,57 zł
W tymże okresie Fundusz Pośmiertny wypłacił: 2 zaliczki zapomóg pośmiertnych po zmarłych kol.: A. Łazarewiczu ze Stalinogrodu i S. Wiszniewskim z Gdańska na sumę	8.000,00 zł
i 2 resztówki zapomóg pośmiertnych po zmarłych kol.: Janie Fajndt z Kielc i Emanuelu Rokosa z Opola na sumę	4.921,50 zł
Razem wypłacono:	12.921,50 zł

W okresie sprawozdawczym otrzymano zawiadomienia o śmierci następujących kolegów:

Kotwicz-Gilewskiego Zygmunta z Łodzi, zmarłego w dniu 16.VIII.1954 r. (zawiadomienie nr 119).

Wiszniewskiego Zygmunta z Gdańska, zmarłego w dniu 17.VIII.1954 r. (zawiadomienie nr 120).

Komisja Funduszu Pośmiertnego

W ś r ó d k s i ą ż e k i w y d a w n i c t w

Prof. W. G. Leontowicz: **„Obchodzenie się z instrumentami geodezyjnymi".** (Tytuł oryginału: Uchod za geodeziczeskimi instrumientami). Wydanie 4 poprawione i uzupełnione, stron 258, rysunków 155. Wydawnictwo Akademii Architektury Ukraińskiej SRR, Kijów 1953 r.

Autor biorąc pod uwagę niezwykły rozwój budownictwa wszelkiego typu w ZSRR, zwłaszcza po wytycznych XIX Zjazdu KPZR opracował swojego rodzaju podręcznik właściwego obchodzenia się z instrumentami geodezyjnymi. Praca jest potraktowana bardzo szczegółowo, zwłaszcza ze względu na różnorodność warunków terenowych i klimatycznych, z jakimi się spotykamy na olbrzymich obszarach Kraju Rad. Szczególnie mocno podkreślona jest zależność dokładności pomiarów od stanu instrumentów mierniczych.

Na wstępie omówiono obowiązki kierownika składu instrumentów. Na stanowisku tym powinien być geodeta posiadający szerokie przygotowanie teoretyczne i staż praktyczny z zakresu zarówno instrumentoznawstwa jak i spraw gospodarczych. Podane są praktyczne wskazówki dotyczące przeprowadzania spisu inwentarza znajdującego się w magazynie oraz obowiązujące instrukcje GUGK. Dalej autor opisuje szczegółowo konieczne lub pożądane warunki (budowlane, przestrzenne, termiczne itp.), które musi spełniać lokal, by mógł być magazynem sprzętu geodezyjnego. Przewidziano nawet pomieszczenia posiadające więcej niż jedną kondygnację.

Poza tym znajdziemy szczegółowy opis wzorcowego wyposażenia składu, gdzie podano dużo rysunków różnego rodzaju półek i stojaków dla sprzętu z ich wymiarami. Oprócz wielu rozwiązań technicznych mamy przykład rozwiązania przestrzennego lokalu. Podano także warunki dla „wzorcowych" w danym magazynie: komparatorów, egzaminatorów, busol itp.

Kończąc omawianie zagadnień dotyczących samej techniki prowadzenia magazynu autor podaje przykłady prowadzenia kartoteki, książek: inwentarzowej i materiałowej oraz bardzo ciekawy sposób numeracji i znakowania instrumentów.

Największy objętościowo rozdział (39 stron) poświęcono „przeglądowi" instrumentów. Podano tam między innymi warunek, który należałoby wziąć pod uwagę w naszych magazynach: każdy nowoczesny instrument winien posiadać tabelkę poprawek (np. tabelka mikrometru optycznego u teodolitów). Dla każdego typu sprzętu wylicza tu autor warunki, które musi spełniać narzędzie gotowe do pracy. Bardzo szczegółowo rozpracowano w tej części teodolit, niwelator i kierownicę stolikową. Omówiono zagadnienie tak zwanej „błękitnej optyki" (podwyższającej dane optyczne instrumentu) w zastosowaniu do układu optycznego teodolitu TT-50. Poza tym znajdziemy warunki, które muszą spełniać: stolik mierniczy, busola, sekstans, statywy, węgielnice, łaty, tyczki, taśmy ruletki zarówno metalowe jak i „parciane", planimetry, pantografy itp.

Przechodząc do transportu sprzętu w czasie wykonywania robót polowych, autor zapoznaje nas z ciekawymi sposobami pakowania sprzętu, podając przy tym praktyczne przykłady konstrukcji składanych łat i tyczek.

Konserwację i czyszczenie instrumentów oraz sprzętu pomiarowego omawia bardzo szczegółowo dzieląc ww. czynności na pobieżne i dokładne (związane z rozbiórką poszczególnych części instrumentów). Wiąże się z tym zagadnienie używania odpowiednich smarów, które to zagadnienie jest opisane w osobnym rozdziale.

Biorąc pod uwagę osobliwe warunki pracy terenowej, kiedy to geodeta zmuszony jest do wykonywania drobnych napraw sprzętu w warunkach polowych podano dość obszerne wskazówki dotyczące: wymiany, czyszczenia ewentualnie dorabiania poszczególnych części. Między innymi znajdziemy bardzo ciekawie rozwiązane, a wciąż aktualne w pracy geodezyjnej, sposoby reperacji taśm stalowych, recepty na kleje do szkła, metali itp.

Bardzo szeroko rozpracowano transport sprzętu pomiarowego różnych typów. Ciekawy wniosek tyczący wykorzystania skrzyń jako stołów, łóżek czy nawet taboretów. Dużo przykładów konstrukcji różnego rodzaju skrzyń z rysunkami obejmującymi szczegóły techniczne.

Omawiając przewożenie i przenoszenie instrumentów autor podaje moc przykładów z rysunkami obejmującymi różne rodzaje transportowania sprzętu, jak na przykład: wóz konny, łódź, samochód, juki oraz inne. Znajdziemy też tabelki, które podają w zależności od rodzaju transportu maksymalne obciążenia i długości marszrut dziennych.

Na końcu pracy autor biorąc pod uwagę różnorodność klimatów, z jakimi się spotykamy na terenach Związku Radzieckiego, daje mnóstwo wskazówek i przykładów dotyczących właściwego przechowywania i zabezpieczania instrumentów w trakcie wykonywania robót .

Praca, jako całość, napisana w formie przystępnej, zawiera dużo wartościowych szczegółów u nas nie branych pod uwagę. (Należałoby się zastanowić nad możliwością przetłumaczenia na język polski).

Inż. Bogusław Żukowski

Prace konferencji o Jeziorze Bodeńskim, ogólny przegląd robót w latach 1926 — 1952 r.

Wstęp. Konferencja o Jeziorze Bodeńskim jest dobrowolnym zespołem profesorów geodezji akademii technicznych i górniczych państw sąsiadujących z Jeziorem Bodeńskim, zorganizowanym w 1926 r. przez prof. dr K. Haussmanna. Celem konferencji jest badanie tektonicznych ruchów ziemi wokół jeziora przy pomocy precyzyjnych pomiarów geodezyjnych. Na ostatnim swym posiedzeniu we wrześniu 1952 r. konferencja zleciła M. Kneissl - owi opracowanie sprawozdań z dotychczasowych wyników obserwacyj. Sprawozdania te dzielą się na następujące części:

1. Ogólny przegląd robót w latach 1926 — 1952.
2. Opinia geologiczna o szczególnych strukturalnych warunkach i o ogólnej tektonice okolicy Jeziora Bodeńskiego.
3. Triangulacja Jeziora Bodeńskiego i jej wyrównanie.
4. Wyniki niwelacji precyzyjnej wokół Jeziora Bodeńskiego.
5. Astronomiczne pomiary I rzędu w zagłębiu Jeziora Bodeńskiego.
6. Pomiary grawimetryczne wokół Jeziora Bodeńskiego.

Ponieważ wszystkie pomiary mają być powtarzane w regularnych odstępach co 25 lat, wydawane będą wyniki obserwacji w sposób wyczerpujący w oddzielnych zeszytach dla ułatwienia późniejszych porównywań.

Precyzyjne pomiary geodezyjne wokół Jeziora Bodeńskiego — M. Kneissl. Jezioro Bodeńskie szczególnie nadaje się do badań geologiczno-geodezyjnych jako usytuowane u północnych stóp Alp i w pobliżu źródeł Renu i Dunaju, najpotężniejszych rzek naszego kontynentu. Jego znaczenie geologiczne wynika z przypuszczenia, że tektoniczne ruchy wywołane przez Alpy na tym właśnie obszarze mogą mieć znaczenie dokumentarne ze względu na wysunięte położenie między Alpami i Jurą. Na Jeziorze Bodeńskim spotykają się granice kilku państw, to jest Baden-Würtembergu, Bawarii, Austrii i Szwajcarii. Wobec różnych systemów pomiarów kraju punkty stałe otrzymują różne wartości. Składa się na to wiele przyczyn, to jest różne początki układów, wyniki pomiarów na peryferiach każdego kraju mają większą ilość błędów, aniżeli w jego wnętrzu, bywa tu bowiem mniej ciągów czy sieci kontrolnych dochodzących ze wszystkich stron, często także pomiary peryferyjne wykonywa się świadomie mniej dokładnie, aniżeli w środku kraju.

Z drugiej strony ruchy zewnętrznej skorupy ziemskiej są z reguły tak małe, że często leżą w granicach uzyskiwanych dokładności pomiarów i dlatego, trzeba szczególnie zwracać uwagę na specjalną dokładność niwelacji precyzyjnej dla udowodnienia zmian wysokości, triangulacji I rzędu dla udowodnienia zmian w sytuacji, astronomiczno-geodezyjnych pomiarów azymutów ze względu na skręty warstw ziemnych i pomiarów siły ciężkości dla stwierdzenia jej anomalii. Przy dawniejszych pomiarach tego wszystkiego nie uwzględniono.

Precyzyjne pomiary geodezyjne dla celów geologii wymagają dobrze przemyślanego planowania, przy czym teoretyczne wymagania geodezyjne muszą być zharmonizowane z potrzebami geologii. W szczególności dużo starań należy poświęcić jednorodnemu oznaczeniu, stabilizacji i umocnieniu punktów stałych, jako też jednolitym metodom obserwacji i obliczeń, wyniki muszą być zabezpieczone przed wpływem błędów osobistych. Wykonawcy pomiarów muszą zdawać sobie sprawę z celu, do którego mają służyć ich spostrzeżenia i wyniki wyrównane przez służbę geodezyjną poszczególnych krajów dla własnych celów, lecz surowe spostrzeżenia powinny być przekazywane do dalszego jednolitego opracowania przez konferencję Jeziora Bodeńskiego.

Wskazana jest ścisła współpraca konferencji ze służbą geodezyjną poszczególnych krajów, które są z natury rzeczy zainteresowane w trwałości swoich znaków pomiarowych, a więc i zapoznać się pragną z wynikami badań zmian tektonicznych na swoich obszarach.

W dalszym ciągu swego sprawozdania podaje autor historię robót ustalanych na posiedzeniach konferencji kolejno odbywanych prawie co roku przed wojną i następnie po 10-letniej przerwie w 1950 r. Podaje również wyniki robót triangulacyjnych, niwelacyjnych i opinie geologiczne oceniające wartość poszczególnych punktów i wymagania co do ich głębokości i sposobu utrwalenia.

W II części swego sprawozdania opisuje autor prace konferencji w latach 1950 — 1952. Na posiedzeniu w Zurichu postanowiono rozszerzyć obszar sieci triangulacyjnej i możliwie szybko zakończyć pierwszą niwelację. Rozszerzono również opinie geologiczne na cały obszar robót geodezyjnych. Postanowienie to wywołało przekonanie, że pomiary ograniczone do brzegów jeziora nie dadzą należytego dowodu podnoszenia lub obniżania się skorupy ziemskiej, o ile nie będą one oparte na dalszych okolicach, które nie będą ulegać tym samym zmianom swego położenia.

Uzyskana sieć triangulacyjna rozciąga się na 140 km z północy na południe i na 180 km ze wschodu na zachód, ma 23 stnowisk i 55 obustronnych kierunków. Obserwacje szwajcarskie pochodzą z lat 1910 — 1914, wirtemberskie z 1937 r., austriackie z 1950 i bawarskie z 1951, na trzech jednak stanowiskach musiano się ograniczyć do obserwacji z lat 1864 — 1879.

Wyrównanie przeprowadzono bez warunków nawiązania po przyjęciu 33 warunków kątowych i 12 bocznych (razem 45). 26 odchyłek mieściło się w granicach od 0 — 1″ i 7 w granicach od 1″ — 2″, przy czym największa wynosiła — 1″, 810. Odchyłki w równaniach sinusowych wahały się w granicach od 448,2 do 881,3 ósmego miejsca logarytmu, średni błąd obserwowanego kierunku = ± 0″,359. Średni błąd według Ferrero z odchyłek w trójkątach = ± 0″,30.

Na podstawie wyników tej pracy autor stwierdza: aczkolwiek pomiary wykonane zostały przez 4 różne kraje i pochodzą okrągło z 40-letniego okresu czasu, odchyłki odpowiadają w zupełności poziomowi dobrej homogenicznej triangulacji I rzędu. Można zatem stwierdzić już teraz, że nie należy oczekiwać w najbliższych kilku dziesięcioleciach uchwytnych przesunięć poziomych w okolicach Jeziora Bodeńskiego.

W podobny sposób zestawione są wyniki niwelacji precyzyjnej wokół Jeziora Bodeńskiego z okresu około 30 lat, przy czym uwzględniono również niwelację precyzyjną w Bawarii, wykonywaną w r. 1951 niwelatorem Zeiss-Opton z samoczynnym poziomowaniem. Przypadkowe średnie błędy na km wyniosły: w Szwajcarii ± 0,44 mm (długość ciągu 50 km), w Austrii ± 0,59 mm (długość ciągu 19 km), w Wirtembergii ± 0,36 mm (długość ciągu 119 km), w r. 1952 ± 0,31 mm, w Bawarii ± 0,32 mm 1951 r. (długość ciągu 18 km), w 1952 r, ± 0,28 mm.

Dotychczasowe zestawienie dawniejszych i nowych pomiarów niwelacyjnych nie pozwalają na pewne ustalenie systematycznych zmian wysokości. Nowe pomiary dla celów porównawczych mogą być zalecane dopiero po 25 latach. W końcu podane są również wyniki astronomiczno-geodezyjne pomiaru azymutu na jednym tylko boku z obu jego stanowisk oraz wyznaczone: szerokość i długość geograficzna z r. 1951 i porównana z wynikami z r. 1885. Zestawione są również odchylenia pionu dla 3 punktów i wyniki pomiarów grawimetrycznych z r. 1952.

Mgr inż. W. Chojnicki

---

nr 7 lipiec 1954 r.

— Dpl. inż. G. Sieber, Współpraca geodetów i kartografów z krajów światowego obozu pokoju.

— B. Huth, Zadania państwowej służby geodezyjnej i kartograficznej w Polsce w latach 1954 i 1955. Opracowane na podstawie Nr L/1954 „Przegląd Geodez."

— L. Nemethy, Rozwój geodezji w Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej. Opracowane na podstawie komunikatów węgierskiej akademii nauk.

— Dr inż. Regöczi, Siatka wypełniająca ramy łańcuchów triangulacji I rz. na Węgrzech.

— O. E. Kadner, Wcięcie w przód z wyznaczeniem azymutu astronomicznego. Wyznaczenie współrzędnych punktu nowego, z którego pomierzyć można jeden tylko kąt do 2 punktów o znanych współrzędnych było dotychczas niemożliwe. Autor rozwiązuje to zadanie w ten sposób, że oprócz tego kąta wyznacza jeszcze astronomiczny azymut jednej z tych dwóch celowych na podstawie obserwacji gwiazdy lub Słońca. Po zamianie azymutu astronomicznego na geodezyjny przez uwzględnienie zbieżności południków sprowadza się zadanie do wcięcia w przód, ponieważ dane są dwa punkty przy pomocy współrzędnych i dwa kąty kierunkowe do punktu trzeciego. Zacyto-

wany przykład praktyczny wykonany na punkcie znanym dał różnicę 1 cm w obu współrzędnych wyznaczonego punktu.
— Inż. O. Sust, Tablica pomocnicza do wyznaczenia kierunku południa.
— Inż. K. Meyer, Gabinet naukowy w służbie geodezyjnej Turyngii.
— Drobne wiadomości.
— W bibliografii omówione są nast. nowe wydawnictwa:
W. Zill, Rachunek wyrównania zastosowany w sieci 2 zdjęcia topograficznego Saksonii.
W. Niemann, Podręcznik do projektowania i tyczenia torów i zwrotnic.
Morza świata, atlas kieszonkowy.
H. Schmidt, Analiza funkcji elementarnych.
A. A. Saukow, Geochemia (tłum. z rosyjskiego).
J. G. Larczenko, Technika rachunkowa (ros.).
D. N. Ogłobin, Roboty markszejderskie przy podziemnym wydobywaniu złoży, Cz. III. Orientacja pomiarów podziemnych (ros.).
— Przegląd czasopism.

nr 6 czerwiec 1954 r.

— Dpl. inż. Conzett, Nowy autoredukcyjny tachymetr Kerna z pionową łatą. (ciąg dalszy).
— E. Berchtold jun., Dlaczego przy wzajemnej orientacji potrzebna jest dodatkowa poprawka dla $\Delta\omega$?
— K. Ledersteger, Przeniesieniowa i projekcyjna metoda w geodezji astronomicznej.
— Bn., Woda do picia z jezior.
— Nekrologi i wiadomości związkowe.
Sesja permanentnego komitetu międzynarodowego związku geodetów odbędzie się w br. w Wiedniu w dniach 10 do 13 sierpnia.

nr 7 lipiec 1954 r.

— Dpl. inż. R. Conzett, Nowy autoredukcyjny tachymer Kerna z pionową łatą (zakończenie). Szereg doświadczeń wykonanych tym tachymetrem wykazał, że błąd średni podwójnego pomiaru (tam i z powrotem) długości wynosi $\pm$ 2,8 cm na 100 m.
— K. Ledersteger, Przeniesieniowa i projekcyjna metoda w geodezji astronomicznej (ciąg dalszy). Pod przeniesieniem rozumie autor różniczkowe przesunięcie i skręt siatki triangulacyjnej na elipsoidzie odniesienia, przy których sieć jest zastąpiona pękiem linii geodezyjnych w punkcie początkowym P_0 z zachowaniem długości tych linii.
— Prof. dr R. Koblet, Rośliny uprawne i woda.
— Bn., Perspektywiczny plan stref przemysłowych.
— Wiadomości związkowe geodezji i melioracji.

REVUE DES GÉOMÈTRES-EXPERTS ET TOPOGRAPHES FRANÇAIS

Nr 7, lipiec 1954 r.

— Znaki konwencjonalne dla map wielkoskalowych — R. Martin.
— Suwak „geopolitechniczny" systemu F. Grelaud (c. d.) — F. Grelaud.
— Graficzna interpolacja logarytmów i collogarytmów — P. Garres.
— Wpływ gradobicia na różne rodzaje zbóż — P. Boutillon.
— Wyniki ankiety w sprawie zawodu geodety.

Nr 8, sierpień 1954 r.

— Urządzenia wodne w Maroko — G. Girard.
— Suwak „geopolitechniczny" systemu F. Grelaud (dok.) — F. Grelaud.
— Księgi gruntowe i kataster.
— Sprawozdanie z prac komisji skaleń i katastru Międzynarodowej Federacji Mierniczych — R. Perrin.
— Renowacja katastru we Francji.

Nr 9, wrzesień 1954 r.

— Uproszczona metoda obliczania wcięć na arytmometrze — E. Wolf.
— Zagadnienia wodne w rolnictwie.
— Wpływ gradobicia na różne rodzaje zbóż — P. Boutillon.

ZEMĚMĚŘICTVÍ

Nr 7—8, lipiec — sierpień 1954 r.

— Perspektywiczne zadania geodezji i kartografii czeskosłowackiej.
— Międzynarodowy układ kart map w dużych skalach — Inż. F. Storkan.
— Wielokrotne wcięcia wprzód — dr K. Kucera.
— Rozwiązanie problemu Hansena — Inż. Z. Nevosad.
— Wyrównanie różnic wysokości w zagadnieniu Hansena — Inż. J. Adamek.
— Transformacja współrzędnych map specjalnych w skali 1 : 75 000 na współrzędne Gauss-Krugera — dr J. Kovarik.
— Zapotrzebowanie geologów na mapy — J. Novak.
— Przegląd wydawnictw: Recenzja słownika geodezyjnego rosyjsko-czeskiego, zawierającego 12 000 terminów. Wydanie I, Praga 1954 r. 236 16 str.

Nr 9, wrzesień 1954 r.

— Nowe zadania czeskiej służby geodezyjnej związane z budową socjalizmu.
— Kataster gruntowy a ewidencja gruntów — Inż. V. Hartl.
— Nowe zadania katastru czeskiego — Inż. K. Rykr.
— Konieczność konserwacji katastru w państwie socjalistycznym — Inż. V. Forman.

IL GEOMETRA ITALIANO
RIVISTA TECNICA

Nr 6, czerwiec 1954 r.

— Kierunki rozwoju współczesnego budownictwa — J. Cipriani.
— O katastrze gruntowym we Włoszech — G. Gesualdo.
— Sprawozdanie z XXXII targów międzynarodowych w Mediolanie.

Nr 7—8, lipiec — sierpień 1954 r.

— O możliwościach urządzeń rolnych w zaniedbanym okręgu Sycylii — G. Gesualdo.
— Kataster i urządzenia rolne — O. Fantini.
— Podstawowe zagadnienia kartografii w ujęciu historycznym — E. Vitelli.

RIVISTA DEL CATASTO E DEI SERVIZI TECNICI ERARIALI

— czerwiec 1954 r.
Nr 2, kwiecień — maj

— O zbieżności południków i module deformacji w odwzorowaniu Gauss-Boaga — dr inż. B. Bonifacino.
— Współczesne metody wyrównania aerotriangulacji — dr G. Masserano.
— Przybliżona formuła przy całkowaniu paraboli — prof. dr inż. C. Bonfigli.
— Rachunek tabelaryczny a klasyczne rozwiązanie Gaussa — dr G. Geri.
— Uwagi o cięciach czworoboku liniami prostymi — F. Romano.

Nr 3, lipiec — sierpień — wrzesień

— O zbieżności południków w odwzorowaniu Gauss-Boaga — prof. dr inż. B. Bonifacino.
— Zastosowanie zdjęć lotniczych dla wykonania map lasów — dr D. Cosma.
— Identyfikacja par odpowiadających sobie punktów na fotograficznych zdjęciach trajektorii pocisków — prof. M. Piazzola Beloch.
— Zagadnienie „optimum" przy wcięciu wstecz — F. Romano.
— W sprawie krzywej profilu tam i zapór wodnych — prof. dr inż. F. Paderi.

Czytelnicy — pamiętajcie
o odnowieniu prenumeraty na rok 1955

BIULETYN GEODEZYJNEGO INSTYTUTU NAUKOWO-BADAWCZEGO
DODATEK DO MIESIĘCZNIKA „PRZEGLĄD GEODEZYJNY"
ROK 4 WARSZAWA – LISTOPAD 1954 Nr 6

Radziecki niwelator NS-2

Mgr inż. Stanisław Ciota

W Geodezyjnym Instytucie Naukowo-Badawczym przeprowadzono w roku bieżącym badanie niwelatora produkcji radzieckiej NS-2.

Niwelator ten należy do typu samopoziomujących się i przeznaczony jest do niwelacji technicznej niższych rzędów.

Ogólną zasadę konstrukcji niwelatora tego typu podaje mgr inż. J. Szymoński w artykule pt. „Radziecki — samopoziomujący niwelator techniczny Stodolkiewicza (NTS-46)", zamieszczonym w marcowym numerze Przeglądu Geodezyjnego z roku bieżącego.

Badany niwelator NS-2 jest oparty na zasadzie opracowanej przez Stodolkiewicza z ulepszeniami wprowadzonymi przez Ł. A. Romanowa.

Niwelator ten ma w stosunku do niwelatora NTS-46 następujące ulepszenia:

1. System optyczny libeli przekazuje w pole widzenia lunety, obrazy obu końców pęcherzyka w postaci linii prostej, będącej wskaźnikiem odczytowym (rys. 1).

Zmiana długości pęcherzyka libeli w czasie pracy powoduje rozchodzenie się obrazów jego końców i pogrubianie wskaźnika (rys. 2).

Rys. 1

Rys. 2

W takim przypadku konieczne jest przesunięcie obrazów końców libeli tak, by znów tworzyły jedną cienką linię prostą (rys. 1). Przesunięcia tego dokonujemy przybliżając względnie oddalając przy pomocy odpowiedniej śrubki pryzmaty pentagonalne systemu optycznego libeli.

2. Warunek równoległości osi celowej lunety i osi libeli uzyskujemy przesuwając odpowiednio obiektyw układu optycznego libeli przy pomocy śrubek rektyfikacyjnych (zamiast przekręcania obiektywu lunety głównej, jak to jest u niwelatora NTS-46).

W ZSRR instrument ten początkowo przeznaczony został do technicznej niwelacji o niższej dokładności, stosowanej przy pracach inżynierskich, zdjęciu topograficznej osnowy wysokościowej itp.

Jednak niwelacja przeprowadzona przez CNIIGAiK (radziecki odpowiednik polskiego GINB), przy użyciu niwelatora NS-2 dała wyniki odpowiadające pod względem dokładności — wymaganiom stawianym niwelacji III klasy (co odpowiada naszej niwelacji technicznej I klasy).

Przed użyciem niwelatora sprawdzamy:

1. prostopadłość płaszczyzny głównej libeli pudełkowej do osi obrotu instrumentu,
2. prostopadłość osi głównej libeli rurkowej do osi obrotu instrumentu,
3. równoległość osi celowej do osi głównej libeli rurkowej,
4. wskaźnik odczytowy (obraz końców pęcherzyka libeli), który powinien stanowić linię cienką.

Sprawdzenie i rektyfikacje odnośnie pierwszego i drugiego warunku wykonujemy znanymi ogólnie sposobami. Sprawdzenie warunku trzeciego wykonujemy przy pomocy podwójnej niwelacji, a nierównoległość osi celowej i libeli usuwamy — jak już podano śrubkami rektyfikacyjnymi, umieszczonymi przy okularze lunety, przez ustawienie wskaźnika na właściwy odczyt. Czwarte sprawdzenie wykonujemy w trakcie niwelacji przez stałe kontrolowanie grubości wskaźnika.

Po powyższych wyjaśnieniach przejdźmy do opisu badania niwelatora NS-2.

Za główny cel badania postawiono określenie przydatności tego instrumentu przez poznanie techniki i określenie dokładności pomiaru.

Biorąc pod uwagę: wyniki pomiaru uzyskane przez CNIIGAiK, dostateczne (31 x) powiększenie lunety oraz automatyczne poziomowanie tego instrumentu — wykonano pomiar i określono jego dokładność zgodnie z przepisami instrukcji dla niwelacji technicznej I kl.

Trasę pomiaru stanowiły 2 zamknięte poligony niwelacyjne o łącznej długości 6,8 km, podzielone na 7 ciągów (ograniczonych punktami miejskiej niwelacji precyzyjnej). Cała trasa składała się z 24 odcinków (między punktami niwelacji technicznej).

Pomiar wykonano niwelatorem NS-2 nr fabr. 1009, stosując jedną parę łat z jednostronnym podziałem centymetrowym. Na każdym stanowisku określano dwukrotnie różnice wysokości przez niwelację obu trzpieni podstawki (żabki). Wykonano dwukrotny pomiar każdego odcinka trasy (w kierunku głównym i powrotnym). W czasie pomiaru niwelator był osłaniany parasolem. Pomiar był wykonywany w warunkach mało korzystnych, gdyż w czasie dużego nasłonecznienia i w stosunkowo wysokiej temperaturze otoczenia. Około 70% trasy przebiegało ulicami brukowanymi i nie zacienionymi. W czasie pomiaru, na około 1/5 całości trasy utrzymywał się stosunkowo duży ruch pojazdów. Pomiar w kierunku powrotnym wykonywano po upływie 2 dni.

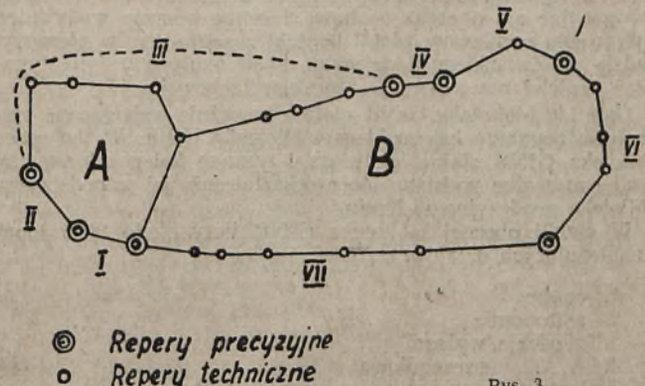
Stwierdzono, że jedynie dla jednego odcinka różnica dwukrotnego pomiaru przekroczyła dopuszczalną wielkość o 1,3 mm (7,5 m w miejsce dopuszczalnej — 6,2 m). Z uwagi na niewielkie przekroczenie różnicy oraz odmienne warunki, w jakich wykonywano pomiary w obu kierunkach — oba wyniki pomiaru tego odcinka przyjęto i włączono do analizy wyników pomiaru całości trasy.

Obliczony ze wzoru $m = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{1}{n}\left[\frac{dd}{L}\right]}$ średni błąd na 1 km niwelacji podwójnej wynosi ± 3,3 mm. Jest to wynik znacznie lepszy od dopuszczalnego (± 7,5 mm/km) instrukcją dla pomiarów w niwelacji technicznej I klasy.

Porównując wyniki pomiaru poszczególnych ciągów z wielkościami uzyskanymi na podstawie rzędnych wysokości punktów niwelacji precyzyjnej, otrzymano różnice, z których obliczono następnie średni błąd jednego kilometra dla każdego ciągu

$$\left(m_o = \frac{W}{\sqrt{L}}, \text{ gdzie L — długość ciągu w km.}\right)$$

Obliczony na podstawie wyników pomiaru poszczególnych ciągów średni błąd jednego kilometra wynosi dla całej trasy +3,3 mm.



Rys. 3

Instrukcja dopuszcza w takich wypadkach (sieci dowiązywanych do punktów niwelacji precyzyjnej) — 10 mm/1 km. Błędy średnie na 1 km obliczone niezależnie, to jest na podstawie odchyłki zamknięcia poligonów, nie przekraczają ±3 mm/1 km, przy dopuszczalnym 7,5 mm/1 km.

Szczegółowe dane dotyczące wyników pomiaru ilustruje poniższe zestawienie:

Nr ciągu	L (2 km)	W	m_o	Uwagi
I	0.26	+1.0	±2.0	
II	0.32	−1.1	±1.9	
III	2.14	+3.4	±2.3	
IV	0.22	−2.2	±4.7	
V	0.58	−4.3	±5.7	
VI	0.93	−0.8	±0.8	
VII	1.83	+7.7	±5.7	
A	2.27	−4.1	±2.7	*
B	5.03	−1.6	±0.7	**
A+B	6.28	−5.7	±2.3	

*) obwodnica mała
**) obwodnica duża

Porównując te dwa rodzaje błędów, możemy stwierdzić, że przy eksperymentalnym pomiarze niwelatorem NS-2 nie występowały błędy systematyczne, gdyż błędy poszczególnych ciągów posiadają różne znaki, a ich wielkość na 1 km nieznacznie tylko odbiega od obliczonego z różnicy dwukrotnego pomiaru odcinków.

Uzyskane wyniki rozpatrywane łącznie z warunkami pomiaru, pozwalają w pełni stwierdzić, że dokładność niwelatora NS-2 najzupełniej odpowiada niwelacji technicznej I klasy.

Już samo poznanie zasady budowy badanego niwelatora pozwala przypuszczać, że niwelator ten zapewni większą wydajność pracy, przy mniejszym wysiłku obserwatora. Wynika to z uproszczonej techniki pracy, która ogranicza się do:

1. Ustawienia instrumentu w pionie przy pomocy libeli pudełkowej,

2. Sprawdzenia powyższego ustawienia przy pomocy libeli rurkowej i ewentualnej poprawy tak, by oś pionowa była ustawiona z dokładnością ±90″, to jest by widoczny był wskaźnik odczytowy w jego polu widzenia. Jeśli w trakcie pracy, na stanowisku, wskaźnik zejdzie z pola widzenia — maleńkim obrotem odpowiedniej śruby nastawniczej wprowadzamy go w jego pole widzenia. Ten nieznaczny obrót śruby nastawniczej nie wpływa praktycznie na dokładność pomiaru przy niwelacji technicznej, gdyż powoduje zmianę wysokości osi celowej o wielkość znacznie mniejszą niż dokładność odczytu.

3. Wykonanie odczytu.

Jak widzimy z tego, odpada poważna czynność — dokładne ustawienie libeli w poziomie, co jest czynnością żmudną i zabierającą znaczną część czasu.

Przypuszczenia powyższe zostały potwierdzone. Przeprowadzony chronometraż ustalił, iż wykonawca, przy średnim natężeniu pracy i zaledwie po dwudniowej pracy instrumentem, był w stanie wykonać 200% obowiązującej normy. Jest to wielkość jedynie orientacyjna ze względu na krótki czas chronometrażu. Dane miarodajne co do wydajności pracy będzie można wydać dopiero po dłuższej obserwacji. Niemniej jednak należy stwierdzić, że niwelatorem NS-2 można osiągnąć większą wydajność pracy niż niwelatorem ze śrubą elewacyjną. Stwierdzono również, że dzięki automatycznemu poziomowaniu obserwacja jest mniej męcząca. Pewną trudnością w czasie obserwacji była mała jasność pola zawierającego wskaźnik odczytowy, co dawało się odczuwać przy niekorzystnym oświetleniu (cień drzew). Poza tą — innych trudności nie stwierdzono.

Reasumując badanie stwierdzić należy:

Radziecki niwelator NS-2 powinien być u nas używany. Zasługuje na to ze względów technicznych, a także ze względu na ekonomię sił i czasu.

Niwelator ten może oddać nieocenione usługi, szczególnie przy niwelacji terenów błotnistych, grząskich oraz wszędzie tam, gdzie jest utrudnione zapewnienie dobrej stabilności instrumentu.

Podałem powyżej w sposób skondensowany sposób i wyniki przeprowadzonego badania. Szersze jego ujęcie wraz z bogatym materiałem liczbowym i fotografią instrumentu zostanie zamieszczone w zeszycie „Prace Geodezyjnego Instytutu Naukowo-Badawczego".

BIBLIOTEKA GEODEZYJNEGO INSTYTUTU NAUKOWO-BADAWCZEGO

W dobie obecnej, w dobie olbrzymiego rozkwitu techniki — nauki ścisłe odgrywają dominującą rolę. Jedną z najstarszych dziedzin matematyki stosowanej jest jak wiadomo geodezja, która w technicznej literaturze światowej zajmuje niepoślednie miejsce. Podobnie jak każda z nauk, również i geodezja podlegała i podlega nieustannemu rozwojowi. Bardzo skromne w początkach podstawy teoretyczne rozrosły się obecnie w poważną gałąź wiedzy, która z kolei uległa podziałowi i z której wykrystalizowały się na skutek specjalizacji odrębne działy. Wiedzę teoretyczną danej dyscypliny technicznej obejmuje jej literatura, której zadaniem jest przyczynianie się do dalszego jej rozwoju.

Zagadnienie odpowiednio zorganizowanych bibliotek, zaopatrzonych w wydawnictwa obejmujące pełen wachlarz tematyki z dziedziny geodezji i kartografii oraz nauk pokrewnych, posiada dla naszego zawodu zasadnicze znaczenie.

Jedną z największych bibliotek geodezyjnych w Polsce jest biblioteka przy Geodezyjnym Instytucie Naukowo-Badawczym, utworzona w roku 1946, a zawierająca najbardziej ciekawe i wartościowe wydawnictwa z dziedziny geodezji i pokrewnych jej działów techniki. Biblioteka ta, w pierwszej fazie swego istnienia o skromnej objętości, zaczęła się z biegiem czasu rozrastać, wzbogacając się o coraz to nowe i cenne pozycje wydawnicze. W tym celu nawiązany został kontakt z zagranicą, w pierwszym rzędzie ze Związkiem Radzieckim, skąd napływały i napływają coraz częściej nowe pozycje literatury fachowej.

Ostatnio biblioteka GINB została poważnie wzbogacona przez przejęcie bogatego księgozbioru biblioteki CUGiK. W ten sposób biblioteka GINB stała się dużym i cennym księgozbiorem, stanowiącym realne podstawy do przekształcenia jej w podstawową bibliotekę geodezyjną w Kraju.

W chwili obecnej biblioteka GINB liczy około 8000 tomów z następujących działów:

1. ogólny
2. astronomia
3. geodezja wyższa
4. „ szczegółowa
5. instrukcje, przepisy pomiarowe i normy
6. obliczenia geodezyjne
7. tablice i pomoce rachunkowe
8. geofizyka
9. optyka i instrumentoznawstwo
10. fototopografia
11. kartografia
12. nauki matematyczno-fizyczne
13. „ przyrodnicze
14. budownictwo i inżynieria
15. nauki społeczno-polityczne i ekonomiczne
16. roczniki i czasopisma.
17. przegląd nowości

Działy te reprezentowane są poza literaturą w języku polskim wydawnictwami w językach obcych jak: rosyjski, angielski, francuski, niemiecki, czeski, węgierski, włoski, hiszpański, bułgarski i inne.

Biblioteka GINB posiada wiele rzadko spotykanych już dziś ciekawych pozycji wydawniczych, zwłaszcza z początków XIX stulecia. Znaleźć również można, niewydane drukiem, tłumaczenia na język polski rzadkich wydawnictw z najnowszych osiągnięć techniki.

Aby umożliwić szerokim rzeszom geodetów korzystanie z tak bogatej literatury fachowej, Geodezyjny Instytut Naukowo-Badawczy informuje, że ze zbioru biblioteki może korzystać każdy geodeta codziennie od godziny 9 do 16, a w specjalnych wypadkach — po uprzednim telefonicznym lub osobistym porozumieniu — nawet poza wymienionymi godzinami. W godzinach tych pracownicy poszczególnych zakładów GINB chętnie udzielać będą na życzenie zainteresowanych informacji i wyjaśnień, dotyczących tematyki literatury fachowej.

Poza tym organizowany jest w każdy poniedziałek przegląd wydawnictw i czasopism z dziedziny geodezji, kartografii i nauk pokrewnych.

Komunikując o powyższym Geodezyjny Instytut Naukowo-Badawczy wyraża nadzieję, że biblioteka jego spotka się z większym niż dotychczas zainteresowaniem wśród geodetów, przyczyniając się do podnoszenia ich kwalifikacji zawodowych, niosąc pomoc w rozwiązywaniu problemów w zakresie pracy produkcyjnej i naukowo-badawczej.

Komunikat informacyjny

w sprawie kursów SGP na rok 1954/55

Zarząd Główny SGP prowadzi kursy na 3 szczeblach, a mianowicie:

1. na stopień technika geodety,
2. „ tytuł inżyniera geodety,
3. „ poziomie specjalizującym.

I. Kurs korespondencyjno-wykładowy przygotowujący do egzaminu na stopień technika geodety

1. Kurs na stopień technika geodety jest prowadzony w ścisłym porozumieniu z CUGiK. Kurs trwa 2 lata, a nauka obejmuje program przedmiotów zawodowych łącznie z matematyką i nauką o Konstytucji, z zakresu Technikum Geodezyjnego o specjalności: geodezja szczegółowa i specjalna. Dla kursantów nie posiadających matury (XI klasy szkoły podstawowej) jest zorganizowana także pomoc w nauce przedmiotów ogólnokształcących.

2. Kurs jest korespondencyjny, połączony z wykładami, konsultacjami i repetycjami. Akcja korespondencyjna jest zorganizowana i prowadzona centralnie.

Wszyscy kursanci otrzymują szczegółowe programy nauki, odpowiednie książki, specjalnie opracowane skrypty oraz zadania i tematy do opracowania. Poza tym wszyscy kursanci otrzymują także przewodniki metodyczne oraz odpowiednie wskazówki do nauki własnej.

W terenie są zorganizowane ośrodki konsultacyjne, w których odbywają się okresowe zebrania obowiązkowe, wykłady, ćwiczenia polowe i rachunkowe oraz konsultacje i repetycje. Kierownictwo kursu przy Zarządzie Głównym SGP oraz ośrodki konsultacyjne udzielają porad dotyczących szkolenia geodezyjnego, samokształcenia oraz literatury zawodowej.

Ośrodki konsultacyjne posiadają biblioteki na potrzeby kursantów.

3. Nauka na obecnym kursie jest poważnie zaawansowana i przewiduje się, że egzamin końcowy odbędzie się w lipcu 1955 r. Na kurs ten przyjmowani są jeszcze kandydaci, którzy:

a) zepewnią, że dołożą starań, aby wyrównać już przerobione na kursie przedmioty oraz podążą w bieżącej nauce,
b) pracują w zawodzie geodezyjnym,
c) posiadają co najmniej 5-letnią praktykę w zawodzie oraz ukończoną 7-klasową szkołę podstawową.

Zasadniczo wymagana jest praktyka na stanowisku technika lub starszego pomiarowego.

4. Kandydaci na kurs powinni złożyć do Zarządu Głównego wypełniony kwestionariusz kandydata, potwierdzony przez kierownictwo zakładu pracy i przez koło SGP (o ile takie istnieje na terenie zakładu pracy) oraz życiorys naświetlający szczegółowo posiadane wykształcenie oraz praktykę.

5. Opłata za udział w kursie w roku 1954, jako częściowy zwrot kosztów wydania skryptów wynosi w stosunku rocznym — 150 zł. Należność ta płatna jest w ratach kwartalnych (37,50 zł) na konto Zarządu Głównego Stowarzyszenia Naukowo-Technicznego Geodetów Polskich — PKO — Warszawa — 1799/113.

II. Kurs korespondencyjno-wykładowy przygotowujący do egzaminu na tytuł inżyniera geodety przed Komisją Weryfikacyjno-Egzaminacyjną.

1. Kurs przygotowujący do egzaminu na tytuł inżyniera geodety jest obecnie w stadium organizacji i będzie uruchomiony po zebraniu dostatecznej ilości zgłoszeń (120 osób).

Projektowany kurs rozpocząłby się 1 listopada 1954 r. i trwał do 30 listopada 1955 r., to jest do czasu egzaminu na jesieni roku przyszłego przed Komisją Weryfikacyjno-Egzaminacyjną.

2. Kurs miałby charakter korespondencyjno-wykładowy.

Wszyscy kursanci otrzymaliby specjalnie opracowany skrypt, dostosowany do wymagań Ustawy o Stopniu Inżyniera. Poza tym wszyscy kursanci otrzymaliby program nauki, zadania i tematy do opracowania. W terenie byłyby zorganizowane ośrodki konsultacyjne, udzielające bezpośredniej pomocy w nauce oraz porad dotyczących samokształcenia.

Na kurs przyjmowani będą kandydaci, którzy:

a) posiadają ukończoną średnią szkołę zawodową geodezyjną (liceum miernicze) oraz 5 lat praktyki w zawodzie, po ukończeniu szkoły, w tym 3 lata na stanowisku powierzonym zazwyczaj inżynierom lub
b) posiadają 10 lat praktyki w zawodzie, w tym 5 lat na stanowisku inżynierskim (bez względu na posiadane wykształcenie),
c) w przypadkach uzasadnionych, na kurs będą przyjmowani także kandydaci nie posiadający jeszcze warunków wymienionych w punktach a i b.

Kandydaci na kurs powinni złożyć do zarządu gminnego wypełniony kwestionariusz kandydata oraz życiorys — analogicznie jak kandydaci na kurs na stopień technika (Kurs Technika pkt 4).

Projektowany kurs będzie oparty całkowicie na opłatach kursantów. Należność całkowita wyniesie około 930 zł i płatna będzie w następujących ratach: a) 150 zł — jako wpisowe z chwilą przyjęcia na kurs, b) reszta w 12 miesięcznych ratach po 65 zł.

III. Kursy specjalizujące

1. Kursy specjalizujące tworzą cykl wykładów bezpośrednich w ilości około 40—50 godzin. Materiały do prowadzenia wykładów na kursach specjalizujących zostaną opracowane centralnie przez Zarząd Główny i zostaną przesłane tym oddziałom i kołom SGP, które będą u siebie organizować kursy .

2. Kursy specjalizujące powinny być organizowane w ścisłym porozumieniu z zakładami pracy oraz powinny zawierać tematykę szczególnie interesującą dany zakład pracy.

3. Zarząd Główny SGP posiada obecnie materiały na przeprowadzenie kursu specjalizującego z zakresu **ekonomiki i organizacji robót geodezyjnych.**

4. Projektowany jest kurs specjalizujący z zakresu **precyzyjnych pomiarów przy robotach realizacyjnych.** Odpowiednie materiały będą opracowane jeszcze w bieżącym roku. Zarząd oddziału pragnący zorganizować taki kurs powinien niezwłocznie nadesłać zgłoszenie.

5. Kursy specjalizujące są bezpłatne. Niezbędna ilość zgłoszeń wynosi 30 osób. Istnieje również możliwość zgłoszenia przez zarządy oddziałów innego tematu, aktualnego na terenie danego oddziału. Nadmienia się, że przy opracowaniu przez Zarząd Główny SGP materiałów dla kursów specjalizujących zawierających tematykę zamówioną przez oddział niezbędna jest pomoc danego zarządu oddziału.

IV. Kurs wykładowy przygotowujący do egzaminu na tytuł inżyniera geodety przed Komisją Weryfikacyjno-Egzaminacyjną.

1. Niezależnie od kursu korespondencyjno-wykładowego przygotowującego do egzaminu na tytuł inżyniera geodety wymienionego w punkcie II niniejszego komunikatu, projektowany jest 100-godzinny kurs wykładowy. Projektowany kurs odbyłby się w Warszawie w okresie od 2 do 14 listopada br. Program i wykłady byłyby dostosowane do wymagań ustawy o tytule inżyniera oraz Komisji Weryfikacyjno-Egzaminacyjnej. Kurs jest zaprojektowany jako uzupełniające i ostateczne przygotowanie kandydatów do egzaminu.

2. Na kurs ten będą przyjmowani kandydaci, którzy:

a) składają egzamin na tytuł inżyniera przed Komisją Weryfikacyjno-Egzaminacyjną jeszcze w tym roku (listopad, grudzień),
b) korzystali z kursów korespondencyjno-wykładowych prowadzonych przez nasze stowarzyszenie, a egzaminu jeszcze nie składali.

Kandydaci na ten kurs powinni zgłoszenia swe niezwłocznie (a nie później niż do 10.X.br.) nadesłać na adres Zarządu Głównego SGP W-wa, ul. Czackiego 2/5.

3. Projektowany kurs będzie oparty całkowicie na opłatach kursantów. Należność całkowita wyniesie 250 zł i płatna będzie w 2 ratach: a) 100 zł — jako wpisowe przy zapisie i b) — 150 zł z chwilą zgłoszenia się na kurs. Opłaty obejmują tylko należności za uczestnictwo na kursie (bez zakwaterowania i wyżywienia).

4. Kurs ten będzie zorganizowany tylko w przypadku dostatecznej ilości zgłoszeń (25 osób). Ostateczna decyzja o organizowaniu kursu będzie powzięta w dniu 15.X.1954 r., o czym wszyscy zainteresowani zostaną powiadomieni.

V. Bliższych informacji na tematy poruszone w niniejszym komunikacie udzielają: Zarząd Główny, zarządy oddziałów i kół SGP.

Cena zł 6.—

WYDAWNICTWA
Państwowego Przedsiębiorstwa Wydawnictw Kartograficznych

ROCZNIK GEODEZYJNY 1954

Praca zbiorowa pod red. nacz. prof. M. Odlanickiego Poczobutta

Rocznik Geodezyjny 1954 stanowi dalszy ciąg Rocznika 1953. Obie te książki obejmują podstawowe wiadomości z zakresu geodezji, kartografii, astronomii geodezyjnej, geofizyki, geodezji gospodarczej oraz elementy planowania przestrzennego, budownictwa, inżynierii, gleboznawstwa i klasyfikacji gruntów.

Dział geodezji uzupełniają tabele pomocnicze i nomogramy oraz rozdziały o organizacji służby geodezyjnej, szkolnictwie, badaniach naukowych i o Stowarzyszeniu Geodetów Polskich. Zestawiono również wykaz polskich wydawnictw geodezyjnych od XV w. do r. 1944 i wydawnictw zagranicznych, które ukazały się po 1944 r., a ponadto podano spis wszystkich czasopism geodezyjnych na świecie.

Str. 886 — Cena zł 52.50

KŁOPOCIŃSKI WACŁAW

Tachimetria dla pomiarowych

Książka jest przeznaczona dla tych starszych pomiarowych, którzy zdobyli już dużą praktykę w pomocniczych pracach geodezyjnych i po przeszkoleniu mogą wypełniać niektóre funkcje, powierzane dotychczas technikom.

Może również służyć technikom do przypomnienia i uzupełnienia wielu zasadniczych wiadomości z tachimetrii.

Str. 206 — Cena zł 15.—

CZERSKI ZBIGNIEW

Optyka instrumentalna

Książka jest pierwszym wydawnictwem tego rodzaju w polskiej literaturze naukowo-technicznej. Zawiera podstawowe wiadomości z optyki geometrycznej oraz ich zastosowanie do teorii budowy instrumentów optycznych.

Przeczytanie jej pozwoli geodetom poszerzyć i uzupełnić wiadomości z optyki instrumentalnej oraz sprostować wiele pojęć błędnych chociaż powszechnie przyjętych.

Str. 252 — Cena zł 23.50

NAPIERKOWSKI Z. i ROGOWSKI J.

Czynności pomiarowych przy mierzeniu długości

Broszura opisuje w sposób przystępny czynności pomiarowych przy mierzeniu długości taśmą, ruletką i łatami.

Przeznaczeniem tej pracy jest pomoc przy doszkalaniu robotników zatrudnionych przy poligonizacji i pomiarze szczegółów.

Str. 56 — Cena zł 4.—

TERMINARZ TECHNIKA
na rok 1955

w 13 mutacjach dla następujących branż:

Budownictwo i Technika Sanitarna,
Chemia,
Elektryka,
Geodezja i Wodna Melioracja,
Górnictwo,
Hutnictwo i Odlewnictwo,
Komunikacja,
Leśnictwo i Drzewnictwo,
Mechanika,
Papiernictwo i Poligrafika,
Przemysł Spożywczy,
Włókiennictwo
Rolnictwo,

można zamawiać począwszy od 1 listopada br. w najbliższych oddziałach „NOT".