

STANISŁAW KASPEREK

526.911 : 526.952 : 526.918(438)

Osnowa geodezyjna na fotogrametrycznym polu doświadczalnym Instytutu w terenie górzystym (Nowy Sącz — Grybów)

Prowadzenie prac naukowych takich jak: opracowywanie nowych metod pomiaru, nowych cykli produkcyjnych, badanie prototypów instrumentów geodezyjnych — wymaga założenia komparatora polowego, który pozwoliłby na praktyczne sprawdzenie nowych koncepcji i opracowanie ostatecznych wniosków. Chodzi mianowicie o to, aby przed wprowadzeniem do produkcji nowej metody nabrać pełnego przekonania, że wyniki pomiarów przy jej zastosowaniu są godne zalecenia zarówno ze względu na uzyskane dokładności, jak i efekty ekonomiczne.

Odczuwając potrzebę takiego komparatora, w roku 1957 w Instytucie Geodezji i Kartografii powzięto ostateczną decyzję założenia pola doświadczalnego, które zarówno pod względem rzeźby terenu, jak i dokładności osnowy geodezyjnej mogłoby zaspokoić potrzeby wynikające z prowadzenia różnych prac naukowo-badawczych. Przy lokalizacji pola doświadczalnego kierowano się przede wszystkim potrzebami fotogrametrii — waga i ilość zagadnień wynikających z opracowywania map w terenach górzystych metodami fotogrametrycznymi zdecydowały o fotogrametrycznym charakterze pola. Nie mniej jednak trwała osnowa geodezyjna zaprojektowana została w ten sposób, aby w przyszłości, przy prowadzeniu prac o charakterze geodezyjnym, mogła spełnić stawiane jej warunki od strony dokładnościowej. Powyższe względy zdecydowały, że pole doświadczalne założone zostało w terenie podgórskim w rejonie Nowy Sącz — Grybów.

Obrany teren w zasięgu sieci triangulacyjnej ma kształt prostokąta o wymiarach 30×20 km. W części zachodniej, w dolinie Dunajca, teren jest zupełnie płaski z wyraźną skarpą na peryferiach Nowego Sącza. W miarę przesuwania się w kierunku wschodnim pojawiają się początkowo niewielkie wzniesienia, które w części wschodniej pola przyjmują charakter zdecydowanie górzisty o różnicy poziomów sięgającej kilkuset

metrów w zasięgu jednego stereogramu. Teren, przez środek którego przebiega szosa w kierunku wschód—zachód, poprzecinany jest głębokimi jarami i pokryty w około 20% lasem.

1. Prace przygotowawcze

1.1. Kryteria dokładnościowe

Ze względu na stawiane wymagania dokładnościowe, osnowa geodezyjna składa się z dwóch zasadniczych części. Pierwsza, nawiązana ściśle do sieci triangulacji państwowej i będąca dalszym jej zagęszczeniem, powinna mieć w miarę możliwości największą dokładność położenia punktów. Ta część osnowy służyć będzie w przyszłości do prowadzenia prac eksperymentalnych o charakterze geodezyjnym. Druga część osnowy geodezyjnej to fotopunkty, których dokładność określenia współrzędnych podyktowana została dokładnością opracowań fotogrametrycznych. Sieć fotopunktów zaprojektowana została w szczególności dla czterech skal zdjęć fotogrametrycznych: 1 : 6000, 1 : 10 000, 1 : 15 000 i 1 : 20 000.

Opierając się na wymienionych wyżej ogólnych założeniach dokładnościowych, opracowano następujące założenia szczegółowe:

1. Dokładność wyznaczenia współrzędnych punktów sieci triangulacyjnej powinna wahać się w granicach ± 2 cm.
2. Dokładność obserwacji kątowych, przy długościach boków sieci triangulacyjnej rzędu 1 km, nie przekroczy $\pm 2''5$.
3. Rzędna z punktów triangulacyjnych i fotopunktów określona zostanie przy zastosowaniu niwelacji trygonometrycznej.
4. Błędy współrzędnych fotopunktów (m_x , m_y i m_z) nie przekroczą ± 10 cm.
5. Współrzędne wszystkich fotopunktów określone zostaną metodami triangulacyjnymi.
6. Dokładność obserwacji kątowych, przy długościach boków sieci fotopunktów od 0,5 do 2 km, nie przekroczy $\pm 4''$.

W następnej kolejności opracowane zostały dalsze, bardziej szczegółowe kryteria dokładnościowe dla wykonania prac polowych, które streścić można w sposób następujący:

1. sieć triangulacyjna
 - a. pomiar kątów wykonany zostanie metodą kierunkową w 4 seriach teodolitem o dokładności odczytu $0''1$,
 - b. różnice pomiędzy seriami nie powinny przekraczać $4''5$,
 - c. dopuszczalna odchyłka niezamknięcia horyzontu $2''5/n$,
 - d. dopuszczalna odchyłka niezamknięcia trójkąta $8''$,

- e. kąty pionowe zmierzone zostaną w dwóch poczetach z dokładnością nie mniejszą niż $2''{,}5$ (dopuszczalna różnica pomiędzy poczetami $5''$).
2. sieć fotopunktów
- a. współrzędne każdego fotopunktu powinny być przynajmniej dwukrotnie niezależnie wyznaczone wcięciem wstecz, w przód lub kombinowanym,
 - b. pomiar kątów dokonany zostanie metodą kierunkową w 3 seriach teodolitem Zeiss Theo 010,
 - c. różnice pomiędzy seriami nie powinny przekraczać $7''$,
 - d. dopuszczalna odchyłka niezamknięcia horyzontu $4'' \sqrt{n}$
 - e. kąty pionowe zmierzone zostaną w dwóch poczetach z dokładnością nie mniejszą niż $2''{,}5$ (dopuszczalna różnica pomiędzy poczetami $5''$).

Wykonanie prac polowych zlecone zostało częściowo Państwowemu Przedsiębiorstwu Fotogrametrii, a następnie Państwowemu Przedsiębiorstwu Geodezyjnemu. Zarówno organizacja tych prac, jak i dobór zespołu wykonawczego uwzględniały specyfikę przewidzianych do wykonania prac. Tak więc zarówno warunki techniczne, system wynagrodzenia pracowników, jak i dobór obsady osobowej umożliwiły przeprowadzenie prac w sposób nieschematyczny, pozwalający na wprowadzanie celowych zmian, na podstawie wyciąganych na bieżąco wniosków. Wnioski te odnosiły się przede wszystkim do prac prowadzonych na polu doświadczalnym, a niektóre z nich były również opracowywane w formie ogólnej celem późniejszego przekazania ich przedsiębiorstwom produkcyjnym.

1.2. Projekt sieci triangulacyjnej

Opracowanie projektu sieci triangulacyjnej w konkretnym przypadku było zadaniem szczególnie ważnym i dosyć trudnym. Poza ogólnie obowiązującymi zasadami przy tego rodzaju pracy, jak: kształt sieci i ilość obserwacji nadliczbowych, doszedł jeszcze jeden bardzo istotny warunek, a mianowicie warunek takiej lokalizacji punktów triangulacyjnych, aby ich położenie zapewniło wyznaczenie współrzędnych fotopunktów metodami triangulacyjnymi. Warunek ten, tak istotny dla dalszych prac polowych, znacznie zwiększył trudności opracowania projektu sieci triangulacyjnej (fotopunkty, zaprojektowane pod kątem potrzeb fotogrametrii, nie zawsze mogły być zlokalizowane w miejscach łatwo dostępnych geodezyjnie). Okoliczność ta zaważyła, że zdecydowano się na przeniesienie głównego ciężaru opracowania projektu sieci, a częściowo i wywiadu terenowego do szczegółowych studiów kameralnych na zdjęciach lotniczych. Wielkie dobrodziejstwo tych zdjęć — możliwość stereoskopowego widzenia — zostało więc w pełni wykorzystane.

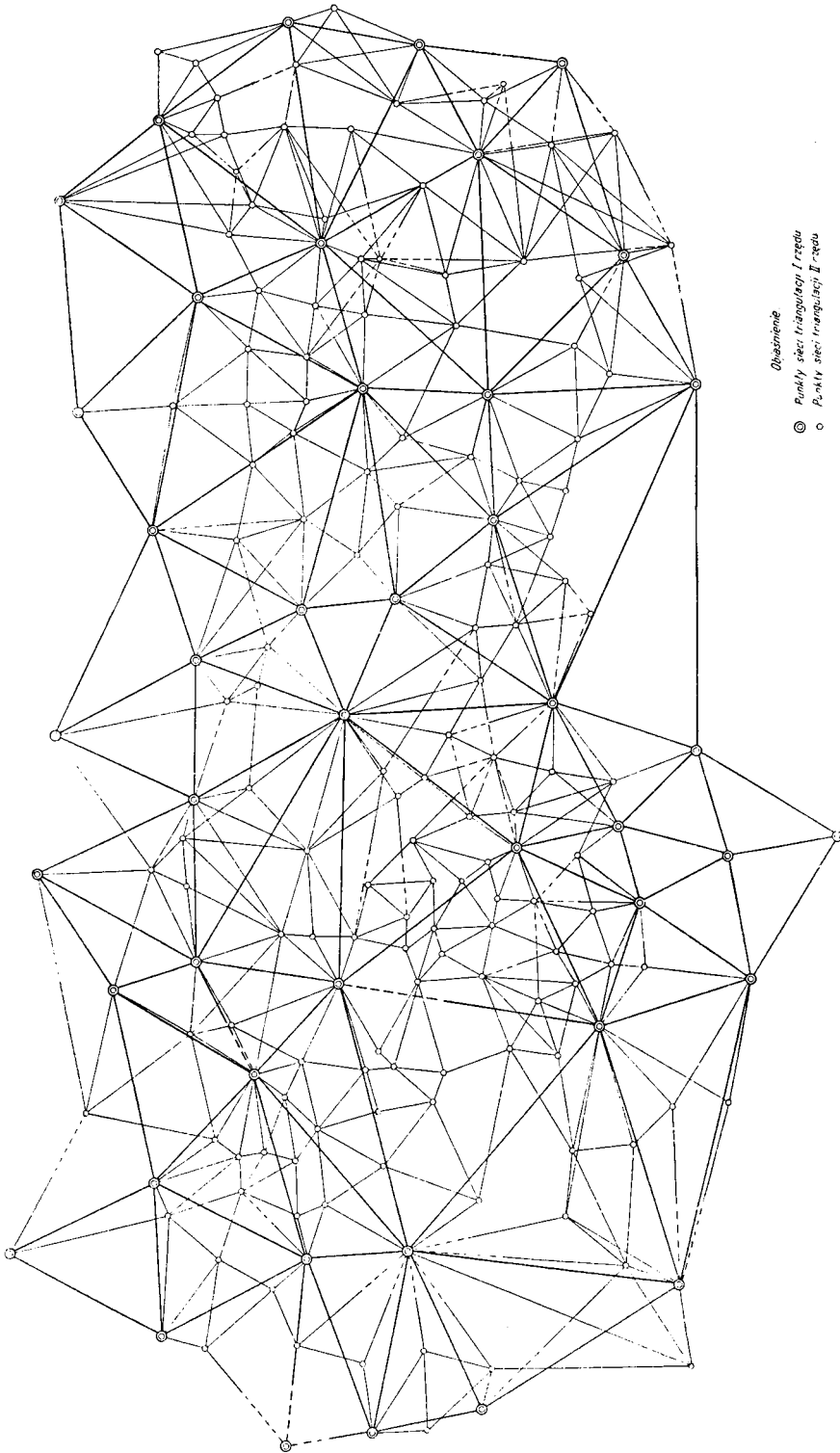
Po dokładnym naniesieniu istniejących punktów triangulacji wypełniającej, zagęszczającej i sieci lokalnych na zdjęcia lotnicze w skali 1 : 20 000 oraz po określeniu lokalizacji fotopunktów dla wszystkich skal zdjęć lotniczych, przy pomocy stereoskopu i płytek szklanych z nakreślonymi liniami, szczegółowo zbadano możliwości uzyskania poszczególnych celowych. Stereoskopowe widzenie terenu umożliwiło lokalizację punktów triangulacyjnych w ten sposób, aby współrzędne każdego fotopunktu wyznaczone zostały metodami triangulacyjnymi. Tak więc już przed rozpoczęciem prac polowych można było przewidzieć, że dany fotopunkt wyznaczony zostanie w oparciu o takie, a nie inne punkty triangulacyjne.

W trakcie opracowania projektu sieci założono jeszcze jeden warunek, a mianowicie warunek maksymalnej eliminacji budowy wysokich wież triangulacyjnych. Realizacja założenia, że obserwacje triangulacyjne na większości punktów wykonane zostaną z ziemi, przyczyniła się do znacznego obniżenia kosztów wykonania pracy. Z drugiej jednak strony założenie to przysporzyło wiele trudności zespołowi opracowującemu projekt sieci triangulacyjnej. W chwili obecnej można stwierdzić, że dzięki zastosowaniu zdjęć lotniczych do opracowania projektu sieci, wymienione wyżej trudności zostały przezwyciężone, a ogólny koszt wykonania pracy był znacznie niższy aniżeli przy uwzględnieniu ogólnie stosowanej drogi postępowania w przedsiębiorstwach produkcyjnych.

Opracowany w ten sposób projekt sieci triangulacyjnej zakładał sieć dwurzędową. Pierwszy rząd, składający się z 44 punktów, o długości boków około 3 km, opierał się na 13 punktach sieci triangulacji wypełniającej. Projekt opracowany został w ten sposób, aby sieć pierwszego rzędu pokryła cały teren pola doświadczalnego w sposób jednolity i w miarę możliwości równomierny. Zadaniem drugiego rzędu natomiast było zagęszczenie rzędu pierwszego do ilości 1 pkt/km², które to zagęszczenie powinno zagwarantować wyznaczalność współrzędnych fotopunktów metodami triangulacyjnymi. Należy wyraźnie podkreślić, że tak jak pierwszy rząd sieci powinien zagwarantować wysoką dokładność położenia punktów, przez zapewnienie wysokiej precyzji pomiarów kątowych i odpowiednie warunki geometryczne sieci, tak drugi rząd musiał zagwarantować przede wszystkim właściwe zagęszczenie sieci pierwszego rzędu, chociażby kosztem jej kształtu, a więc częściowo i dokładności.

Warunek odpowiedniej ilości obserwacji nadliczbowych, stosowany przy pracach triangulacyjnych, przestrzegany był przy obydwu rzędach sieci.

W wyniku prac kameralnych zaprojektowano sieć przedstawioną na rys. 7.



Obiecinanie
● Punkty sieci triangulacji I rzędu
○ Punkty sieci triangulacji II rzędu

Rys. 7. Szkic sieci triangulacyjnej

2. Prace polowe

2.1. Wywiad sieci triangulacyjnej

Opracowany projekt sieci triangulacyjnej poddany został sprawdzeniu w terenie. W konkretnym przypadku zadanie pracownika przeprowadzającego wywiad terenowy sprowadzało się do dokładnego zidentyfikowania punktów uprzednio zaznaczonych na zdjęciach lotniczych i sprawdzenie zaprojektowanych wizur na sąsiednie punkty. O jakości projektu niech świadczy fakt, że jedynie w sporadycznych przypadkach zmieniono lokalizację zaprojektowanych punktów. Chodziło tu o te przypadki, kiedy celowa przebiegała wzdłuż kierunku nalotu (zanik stereoskopowego widzenia linii wykreślonych na płytkach szklianych). Zdarzały się natomiast przypadki, kiedy niedokładna identyfikacja zaprojektowanego punktu, (w granicach kilkudziesięciu metrów) mogłaby spowodować zmianę projektu sieci w danym fragmencie. Dowodzi to przede wszystkim dużej wnikliwości opracowania projektu.

Można więc stwierdzić, że projekt wstępny opracowany na zdjęciach lotniczych, był w zasadzie projektem wykonawczym. Na podkreślenie zasługuje również fakt, że koncepcja wykorzystania zdjęć lotniczych celem opracowania projektu wstępnego sieci triangulacji szczegółowej była właściwa i godna polecenia. Dokładne opracowanie projektu wstępnego na zdjęciach lotniczych wprawdzie zwiększa pracochłonność prac przygotowawczych, ale znacznie skraca czas pracy w terenie, co w konsekwencji przyczynia się do obniżenia kosztu wykonania pracy.

A oto jak przedstawia się wysokość zabudowy na 144 nowozaprojektowanych punktach (tabl. 1).

Tablica 1

| Rodzaj i wysokość zabudowy (w metrach) | Sygnały | | | | Wieże | | | | | | |
|---|---------|----|---|----|-------|------|------|------|-------|-------|-------|
| | 4 | 6 | 9 | 12 | 3/8 | 6/10 | 6/14 | 9/13 | 12/20 | 16/20 | 20/24 |
| Ilość punktów | 36 | 93 | 4 | 1 | 1 | 3 | 1 | 1 | 2 | 1 | 1 |

Ułamek charakteryzujący wysokość zabudowy wież określa: w liczniku — wysokość stolika, w mianowniku — wysokość złącza daszka i świecy.

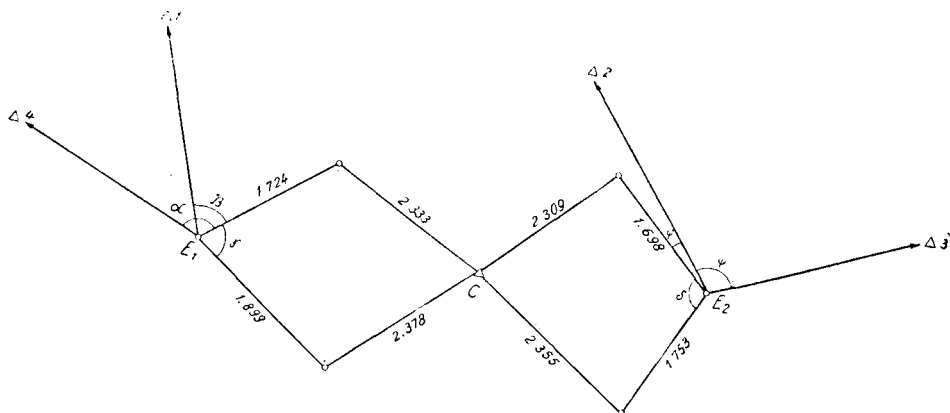
Ponadto 44 punkty zabudowane zostały w okresie prac pomiarowych przy zakładaniu sieci triangulacji wypełniającej lub też wykorzystano na nie budowle stałe. Nowozaprojektowane punkty zabudowane zostały typowymi sygnałami i wieżami stosowanymi przy pracach triangulacyjnych.

2.2. Obserwacje triangulacyjne

Pomiar kątów poziomych i pionowych wykonany został instrumentem Wild T3R o podziale stopniowym. Zgodnie z omówionymi uprzednio warunkami technicznymi, kąty poziome zmierzone zostały metodą kierunkową w 4 seriach, natomiast kąty pionowe w 2 poczetach. Każdy nowo zaprojektowany punkt triangulacyjny zastabilizowany został zgodnie z obowiązującymi przepisami dla triangulacji zagęszczającej (słup, płyta „B” i dwa poboczniki). Opis topograficzny natomiast wykonany został w dwóch wersjach: pierwsza zgodnie z przepisami o sieci triangulacji państwowej w nawiązaniu do elementów mapy podstawowej i druga — w nawiązaniu do elementów zdjęcia lotniczego. Ta dodatkowa czynność — w świetle normalnych prac produkcyjnych — posłużyć miała w przyszłości dla dalszych kameralnych opracowań fotogrametrycznych.

Wszystkie punkty triangulacyjne w toku prac polowych naniesione zostały na zdjęcia lotnicze w miarę możliwości z najwyższą dokładnością. Lokalizacja punktów triangulacyjnych nie pozwala z reguły na bezpośrednie zidentyfikowanie ich położenia na zdjęciach lotniczych. Czynność ta pociągała za sobą konieczność wykonania przynajmniej trzech domiarów liniowych od fotograficznie charakterystycznych punktów terenu do punktu triangulacyjnego. W wyniku takiego postępowania, należy przypuszczać, że punkty triangulacyjne zostały zidentyfikowane na odbitkach zdjęć fotogrametrycznych z dokładnością około 0,2—0,3 mm. Tak sporządzony opis punktu triangulacyjnego był niewątpliwie znacznie pracochłonny od zwykle wykonywanego, przyczynił się jednak do szerszego wykorzystania materiału polowego przy późniejszych pracach badawczych.

Ze względu na małe odległości pomiędzy sąsiednimi punktami sieci, duży wpływ na dokładność wyników miały mimośrodowość celu i stanowiska. Dlatego też przy pomiarach mimośrodków zwracano baczną uwagę na dokładność wyznaczenia ich elementów. Każdy mimośród zmierzony został z trzech stanowisk instrumentu, w miarę możliwości równomiernie rozmieszczonych wokół danego punktu. Element liniowy nawiązany został przynajmniej do dwóch sąsiednich punktów sieci. W przypadku konieczności założenia stanowiska mimośrodowego, elementy jego zmierzone zostały również z dużą dokładnością. Pomiar wykazały, że mimośrodek celu dla nowozabudowanych sygnałów nie przekraczały z reguły 3 cm (większość mimośrodków zawarta była w granicach kilku milimetrów). Na jednym punkcie sieci pierwszego rzędu (Ratusz w Nowym Sączu) założono dwa stanowiska mimośrodowe o wielkości elementu liniowego około 2,5 m. Pomiar tych mimośrodków wykonany został pośrednio na drodze pomiarów kątowno-liniowych w sposób podany na rys. 8.



Rys. 8. Szkic mimośrodu

W wyniku pomiaru kątów poziomych otrzymano następujące rozbieżności:

1. odchyłki niezamknięć horyzontu z poszczególnych serii — przeciętnie około $\pm 1''5$,
2. odchyłki niezamknięć horyzontu średniej z 4 serii — przeciętnie około $\pm 1''0$,
3. różnice kierunków, z porównania między seriami — przeciętnie około $\pm 4''0$,
4. różnice kierunków pomiędzy średnią i poszczególnymi seriami — przeciętnie około $\pm 3''0$.

Przy pomiarze kątów pionowych różnice pomiędzy dwoma poczetami wynosiły przeciętnie około $3''0$.

Tak więc, zarówno przy pomiarze kątów poziomych jak i pionowych otrzymane odchyłki są przeciętnie znacznie mniejsze od dopuszczalnych, założonych w warunkach technicznych.

W toku prac obserwacyjnych nasunęła się zasadnicza uwaga co do sposobu zasygnalizowania miejsca nacelowania. Typowy sygnał drzewny, o grubości świecy około 10 cm, spełnia swą rolę w sposób należyty przy pracach polowych, gdzie długości celowych wahają się w granicach od 3 do 10 km. Kątowy rozstaw nitek w teodolicie, przy tak długich bokach sieci, umożliwiał precyzyjne naprowadzenie osi celowej instrumentu na cel. W naszym przypadku, kiedy długości celowych były rzędu 1 km (w sieci II rzędu), dokładne nacelowanie było sprawą dosyć trudną. Okoliczność ta nie mogła wprawdzie w sposób zasadniczy wpłynąć na obniżenie dokładności obserwacji kątowych, bowiem błędy nacelowania, noszące charakter przypadkowy, wyeliminowane zostały częściowo przy obliczaniu średniej z 4 poczetów, a następnie również w toku ostatecznego wyrównywania sieci — nie mniej jednak dokładność pomiaru została

nieznacznie obniżona. Należy więc wyciągnąć wniosek, aby przy obserwacjach kątowych w sieciach triangulacyjnych o krótkich bokach stosować inne sygnały geodezyjne, których sposób zasygnalizowania miejsca celu dostosowany zostanie do długości boków sieci (do pomyslenia jest opracowanie sygnału typowego dla mikrotriangulacji).

Po zakończeniu prac obserwacyjnych, już w terenie dokonano obliczenia poprawek ze względu na mimośrodę celu i stanowiska. Ze względu na małe długości boków sieci, wzajemne odległości sąsiednich punktów obliczone zostały ze współrzędnych przybliżonych. Słuszność takiego postępowania wynika ze wzoru na poprawkę ze względu na mimośród celu lub stanowiska.

$$k'' = \frac{m \cdot \sin \alpha}{d} \cdot \varrho'',$$

gdzie: m — wielkość liniowa mimośrodę,
 α — kąt dyrekcyjny,
 d — długość boku.

Zakładając, że dokładności wyznaczenia elementu liniowego i kąta dyrekcyjnego są odpowiednio duże (błędy ich są zaniedbywalne), po zróżniczkowaniu powyższego wzoru otrzymamy:

$$m_d = \frac{m_k}{\varrho''} \cdot \frac{d^2}{m \sin \alpha}.$$

Zakładając z kolei: $d = 1\,000$ m, $\alpha = 90^\circ$ i $m = 0,05$ m i $m_k = 0,1$ (dokładność z jaką chcemy określić poprawkę ze względu na mimośród celu i stanowiska), otrzymamy z powyższego wzoru, że długość celowej powinna być wyznaczona z dokładnością nie mniejszą niż 10 m. W przypadku mimośrodę stanowiska na Ratuszu w Nowym Sączu, gdzie element liniowy m wynosił około 2,5 m, boki sieci triangulacyjnej powinny być określone z dokładnością nie mniejszą niż 0,2 m. Tak więc w przypadku omawianej sieci, obliczenie poprawek ze względu na mimośród celu i stanowiska musiało być poprzedzone obliczeniem współrzędnych przybliżonych wszystkich punktów triangulacyjnych. Współrzędne przybliżone umożliwiły z kolei obliczenie długości odpowiednich boków sieci z dokładnością zapewniającą właściwe obliczenie poprawek redukcyjnych.

Po obliczeniu poprawek ze względu na mimośrodę celu i stanowiska i sporządzeniu zestawień stacyjnych, dokonano obliczenia odchyłek zamknięć trójkątów. Odchyłki te kształtują się następująco:

Sieć pierwszego rzędu:

Na ogólną liczbę 51 trójkątów uzyskano:

w 40 trójkątach odchyłki od 0'' do 3'',0,

w 10 „ „ „ od 3'',1 do 6'',0,

w jednym trójkacie odchyłkę ponad 6'',1.

Błąd Ferrero dla sieci I rzędu wynosi $\pm 1'',6$.

Sieć drugiego rzędu:

Na ogólną liczbę 208 trójkątów uzyskano:

w 115 trójkątach odchyłki od 0'' do 3''0,
w 75 „ „ od 3''1 do 6''0,
w 18 „ „ ponad 6''1.

Błąd Ferrero dla sieci II rzędu wynosi $\pm 2''2$.

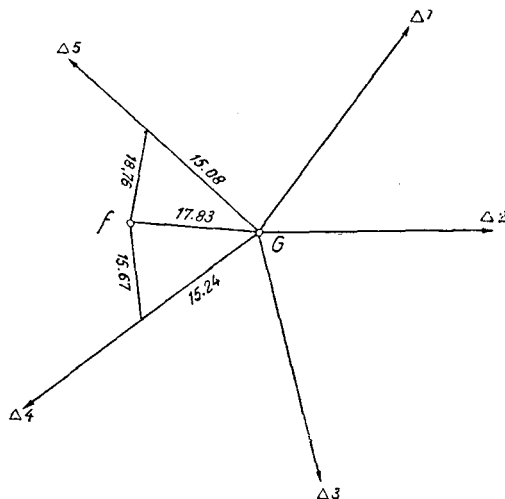
Sieć I i II rzędu, jak wynika z omówionych uprzednio warunków technicznych, zaobserwowana została tym samym instrumentem i w tej samej ilości poczetów. Fakt znacznej różnicy w wielkościach błędu Ferrero w obydwu sieciach tłumaczyć należy przede wszystkim różnicą długości boków. Instrument Wild T3, nie posiadający pionu optycznego, mógł być ustawiony nad centrem z dokładnością nie większą niż 2—3 mm. Odchyłka ta, jako nieuchwytny błąd mimośrodowy stanowiska, spowoduje błąd obserwacji kierunku około 0''5, przy długości boku około 1 km (II rząd), natomiast przy długości boku około 3 km (I rząd) błąd ten wyniesie około 0''15. Nie mniej jednak, pomimo obiektywnych trudności przy uzyskaniu wysokiej dokładności obserwacji kątowych, błąd Ferrero nie przekroczył wielkości $\pm 2''5$, założonej przed rozpoczęciem pracy.

2.3. Pomiar fotopunktów

Przed rozpoczęciem prac polowych założono, że współrzędne wszystkich fotopunktów wyznaczone zostaną metodami triangulacyjnymi. Założenie to przysporzyło wiele trudności zespołowi przeprowadzającemu identyfikację fotopunktów i wywiad terenowy. Wprawdzie, już podczas prac nad sporządzeniem projektu sieci triangulacyjnej brano ten moment pod uwagę, nie mniej jednak, szczególnie w trudnych warunkach terenowych (zachodnia część pola), natrafiono na znaczne trudności przy pracach wywiadu. Trudność ta potęgowała się tym bardziej, że podczas identyfikacji fotopunktów kierowano się przede wszystkim fotogrametryczną stroną zagadnienia; na pierwszym miejscu stała poprawność położenia i pewność identyfikacji, a dopiero w następnej kolejności interesowano się stroną geodezyjną. Oczywiście zadaniem pracowników wykonujących prace polowe było znaleźć najwłaściwsze rozwiązanie, ale sprawa ta nie mogła być rozwiązana w żadnym przypadku kosztem pewności identyfikacji — najdokładniejsze bowiem określenie współrzędnych fotopunktu, który nie został zidentyfikowany z wystarczającą dokładnością, miałyby się z celem.

W wielu więc przypadkach, współrzędne fotopunktu określone zostały drogą pośrednią, przez założenie punktu pomocniczego (geodezyjnego). Punkt taki wyznaczony został na drodze bezpośrednich wcięć wpród,

wstecz, lub kombinowanych, a z kolei przy pomocy dodatkowych konstrukcji geodezyjnych określone zostały współrzędne fotopunktu. Typowa konstrukcja stosowana w takich przypadkach przedstawiona jest na rys. 9.



Rys. 9. Wyznaczenie fotopunktu (f) w oparciu o pomocniczy punkt geodezyjny (G)

Miary liniowe, mające za zadanie określenie współrzędnych fotopunktów (rys. 9) wyznaczone zostały, przy pomocy przymiarów wstępnych, ze szczególną starannością. W przypadkach, kiedy długość zmierzona została w terenie o znacznym spadku, zmierzono kąt pionowy, celem późniejszej jej redukcji do poziomu.

Obowiązkiem zespołu przeprowadzającego wywiad w terenie było również dokonanie wstępnej analizy dokładnościowej zaprojektowanych wcięć. Analiza wykonana została na podstawie opracowanych w Instytucie tablic współczynników wagowych dla wcięć w przód i wstecz*), opartych na następujących wzorach:

$$\text{wcięcie w przód: } m_p = \pm \frac{m_0 \cdot b}{\sin^2(\alpha + \beta)} \sqrt{\sin^2 \alpha + \sin^2 \beta},$$

gdzie: m_0 — spodziewany średni błąd pomiarów kątowych,

b — odległość pomiędzy danymi punktami,

α, β — kąty pomierzone.

$$\text{wcięcie wstecz: } m_p = \pm m_0 \cdot d_2 \frac{\sqrt{\Delta_1^2 + \Delta_3^2 + 2\Delta_1^2\Delta_3^2 - 2\cos\alpha\Delta_1\Delta_3^2 - 2\cos\beta\Delta_1^2\Delta_3}}{\sin\alpha(\Delta_3 - \cos\beta) + \sin\beta(\Delta_1 - \cos\alpha)}$$

*) Kasperek St.: Tablice współczynników wagowych dla określenia dokładności wcięć w przód i wstecz. Prace IGiK, t. V, nr 1(10), Warszawa 1957.

gdzie: m_0 — spodziewana dokładność pomiarów kątowych,

d_2 — długość środkowego boku wcięcia,

$A_1 = \frac{d_1}{d_2}$ (d_1 — długość lewego boku wcięcia),

$A_3 = \frac{d_3}{d_2}$ (d_3 — długość prawego boku wcięcia),

α — kąt pomiędzy d_1 i d_2 ,

β — kąt pomiędzy d_2 i d_3 .

Czynność ta gwarantowała takie zaprojektowanie wcięć, aby ostateczna dokładność współrzędnych fotopunktów była większa od założonych na wstępie. W sporadycznych przypadkach, w terenie gęsto zabudowanym (Nowy Sącz, Grybów) i zalesionym (środkowa część pola), pomimo usilnych starań ze strony przeprowadzających prace polowe, dla niektórych fotopunktów zaprojektowano wcięcia nie zapewniające właściwej ich dokładności. Okoliczność ta stwierdzona została już w trakcie wywiadu i znalazła potwierdzenie w późniejszych wynikach prac obliczeniowych. Na uwagę zasługuje fakt, że punkty takie nie zostałyby dokładniej wyznaczone przy zastosowaniu metody poligonizacji technicznej (teren bardzo trudny), pomimo niewątpliwego wzrostu kosztów. Niejednokrotnie trudności terenowe pokonywane były przez projektowanie grup kilkupunktowych, składających się z fotopunktów i punktów geodezyjnych. W tych przypadkach, kiedy zaprojektowanie pojedynczego wcięcia okazało się niemożliwe, wcięcia grupowe w wielu przypadkach rozwiązywały sprawę. Przy projektowaniu wcięć grupowych przyjęto zasadę, że stosunek ilości obserwacji do ilości niewiadomych nie będzie mniejszy niż 2 : 1.

W wyniku prac wywiadu terenowego obserwator otrzymywał szkic wszystkich widocznych punktów triangulacyjnych, z zaznaczeniem tych kierunków, które koniecznie powinny być zaobserwowane.

Obserwacje kątowe wykonane zostały zgodnie z założonymi na wstępie kryteriami dokładnościowymi. Otrzymano następujące rezultaty:

- a) błąd zamknięcia horyzontu z poszczególnych serii
— przeciętnie około 1''5,
- b) błąd zamknięcia horyzontu ze średniej z 3 serii
— przeciętnie około 1''0,
- c) różnice kierunków z porównania między seriami
— przeciętnie około 3''0,
- d) różnice kierunków między średnią i seriami
— przeciętnie około 2''0.

Przy pomiarze kątów pionowych różnice pomiędzy dwoma poczetami wynosiły przeciętnie około 2''0.

Jak wynika z zestawionych wyżej danych, odchyłki otrzymane przy pomiarze kątów poziomych i pionowych są przeciętnie znacznie mniejsze od dopuszczalnych.

2.4. Niwelacja geometryczna

W celu określenia rzędnej z wszystkich punktów triangulacyjnych i fotopunktów przy pomocy niwelacji trygonometrycznej, zaniwelowano szereg punktów triangulacyjnych niwelacją geometryczną. Ciągi niwelacyjne zaprojektowane zostały w ten sposób, aby pomiędzy zaniwelowanymi punktami nie było więcej niż cztery punkty triangulacyjne, których rzędne określone zostaną przez niwelację trygonometryczną. Warunki techniczne zakładały, że niwelacja geometryczna wykonana zostanie z dokładnością przewidzianą dla III klasy.

Do pomiaru użyty został niwelator samopoziomujący Zeiss-Opton. Na podstawie uprzednio przeprowadzonych prób tym instrumentem, wiadomo było, że tego rodzaju sprzęt pozwala uzyskać lepsze rezultaty, aniżeli przewidziane dla niwelacji III klasy*).

O fakcie zastosowania niwelatora samopoziomującego zdecydował również eksperymentalny charakter pracy, o czym wspomniano na wstępie. Chodziło mianowicie o wyciągnięcie dodatkowych wniosków co do celowości wprowadzania niwelatorów samopoziomujących do wykonawstwa geodezyjnego. Sprawa ta mogła znaleźć rozwiązanie jedynie przez zastosowanie tego niwelatora przy pracach o charakterze masowym. Jeśli dodamy przy tym, że niwelację wykonywał pracownik o dużym stażu przy tego rodzaju pracach, pracownik, który miał skalę porównawczą tego niwelatora z niwelatorami powszechnie stosowanymi, to wnioski wyciągnięte z tej pracy należy uznać za pełnowartościowe. Generalnym wnioskiem jaki można by postawić po zakończeniu prac polowych z zakresu niwelacji geometrycznej, jest wniosek wprowadzania na szeroką skalę tego rodzaju sprzętu do produkcji geodezyjnej. Uzyskane dokładności, jak i bezsporne korzyści ekonomiczne pozwalają na wystawienie temu instrumentowi bardzo dobrego świadectwa.

Jak wynika z zestawienia (tabl. 2), uzyskane dokładności są o wiele lepsze od założonych w warunkach technicznych. Należy podkreślić również, że w toku prac polowych z tego zakresu nie zaistniała konieczność powtórzenia chociażby małego fragmentu wykonywanej pracy.

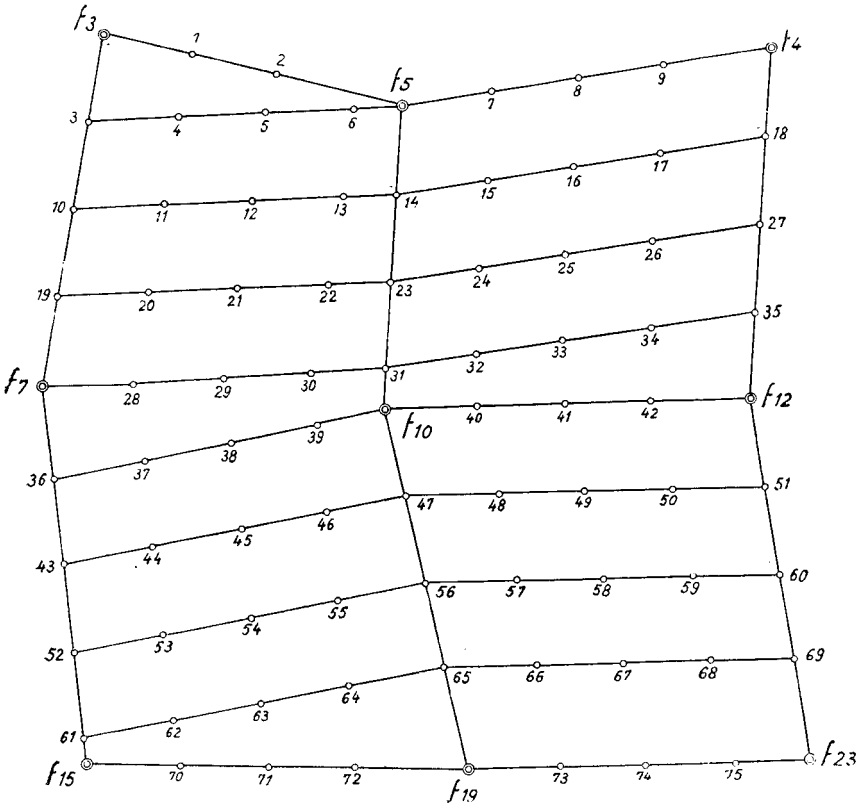
*) Wyrzykowski T.: „Automatyczny niwelator Zeiss Ni 2 (Opis i wyniki badania polowego)”. Prace IGiK, t. IV, nr 1(8), Warszawa 1956.

Tablica 2

| Nr ciągu | Odchyłka w milimetrach | |
|----------|------------------------|--------------|
| | uzyskana | dopuszczalna |
| I | 37 | 117 |
| II | 30 | 88 |
| III | 24 | 102 |
| IV | 23 | 64 |
| V | 2 | 47 |
| VI | 17 | 44 |
| VII | 33 | 43 |

2.5. Niwelacja siatkowa

W części zachodniej pola doświadczalnego (teren płaski) założona została niwelacja „siatkowa” dla celów fotogrametrycznych. Ze względu na szczególnie ściśle powiązanie tej części pracy z fotogrametrią, jak i dla wygody przeprowadzenia prac polowych, siatka niwelacyjna oparta została na



Rys. 10. Fragment niwelacji siatkowej

specjalnie założonych w tym celu fotopunktach. W pierwszym więc etapie pracy zidentyfikowano 236 fotopunktów na powiększeniach zdjęć lotniczych ze skali około 1 : 6000 do skali około 1 : 2000. Z wymienionych wyżej 236 fotopunktów na 76 wykonano obserwacje kątowe, celem obliczenia ich współrzędnych. Następnie w eparciu o fotopunkty, założona została siatka punktów — długość boków sieci nie przekracza 40 m. A oto fragment takiej sieci (rys. 10).

Opisany wyżej sposób zlokalizowania punktów sieci, gwarantował jednoznaczne wyznaczenie położenia wszystkich punktów na zdjęciach lotniczych. Następnie wszystkie punkty sieci zaniwelowane zostały niwelacją geometryczną. Uzyskane niezamknięcia oczek — w granicach kilku milimetrów — były o wiele mniejsze od dopuszczalnych.

Na szczególną uwagę zasługuje fakt, że przy tego rodzaju pracy ujawniają się wielkie zalety niwelatora samopoziomującego — odpada czynność sprawdzania położenia lunety przy każdorazowym nacelowaniu na łatę. Te drobne czynności, które przy zastosowaniu niwelatora z libelą koincydencyjną pochłaniają dużo czasu i rozpraszają uwagę obserwatora, przy zastosowaniu niwelatora samopoziomującego są w całości wyeliminowane. Okoliczność ta powoduje, że tempo pracy takim niwelatorem jest większe, a uzyskane wyniki są dokładniejsze od możliwych do uzyskania przy pomocy niwelatora z libelą koincydencyjną odpowiedniej klasy.

2.6. Niwelacja i pomiar przekrojów

Program pracy na polu doświadczalnym przewidywał również założenie przekrojów w terenie mocno urozmaiconym pod względem rzeźby. Dla wykonania tej pracy przyjęto następujące założenia:

- a) początek i koniec przekroju powinny być zlokalizowane na punktach o znanych współrzędnych (punkty triangulacyjne, fotopunkty),
- b) w przypadku, jeśli ukształtowanie terenu, lub lokalne przeszkody spowodują konieczność załamania przekroju, punkt załamania powinien być zidentyfikowany na zdjęciu lotniczym oraz wyznaczony metodami triangulacyjnymi z dokładnością odpowiadającą fotopunktom,
- c) rzędna z powinna być wyznaczona przy zastosowaniu niwelacji geometrycznej, w ścisłym nawiązaniu do reperów sieci państwowej,
- d) odległości pomiędzy poszczególnymi punktami przekroju wyznaczone zostaną dwukrotnie dalmierzem dwuobrazowym, w sposób niezależny,
- e) w toku prac polowych określone zostaną wszystkie punkty charakterystyczne pod względem rzeźby, znajdujące się na danym przekroju (początek i koniec odcinka o jednakowym spadku).

Do pomiaru długości użyty został dalmierz autoredukcyjny, a dla określenia rzędnej z — niwelator samopoziomujący. Warunki wykonania

pracy były bardzo ciężkie; teren o dużym spadku, głębokie jary i kilkumetrowe uskoki terenu przysparzały wiele trudności przy wykonywaniu pracy. Celem podniesienia dokładności i łatwiejszego zidentyfikowania charakterystycznych punktów przekroju, dla każdego odcinka sporządzono szkic zawierający wszelkie dane umożliwiające dokładną lokalizację punktu na zdjęciach lotniczych. Po zakończeniu prac polowych, na szkicach wpisywano odległości od punktu początkowego przekroju do poszczególnych punktów charakterystycznych oraz wysokości tych punktów. Fragment takiego szkicu przedstawiony jest na rys. 11.

Uzyskane dokładności kształtują się w sposób następujący:

przeciętna wielkość błędu względnego pomiaru długości wynosi około 1 : 1300,

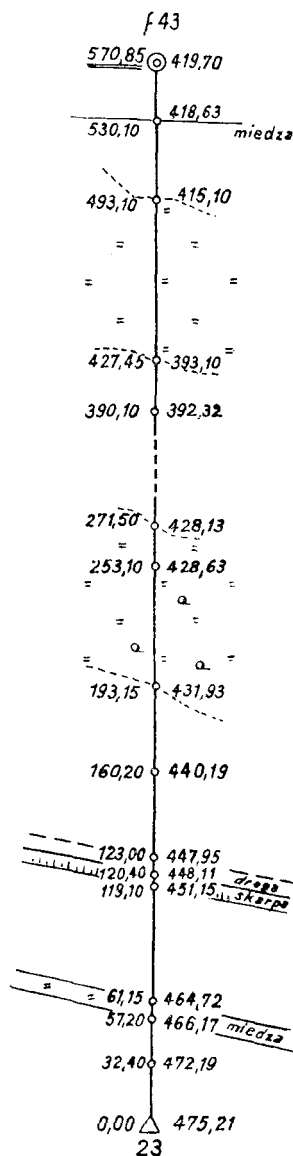
przeciętna wielkość odchyłki niwelacyjnej wynosi około ± 6 mm/km.

Biorąc pod uwagę technikę wykonania pracy (pomiaru odległości dokonano bardzo krótkimi odległościami), rodzaj instrumentów i warunki terenowe, stwierdzić należy właściwe pod względem technicznym wykonanie pracy. Podana powyżej dokładność, wraz ze szczegółowym szkicem, gwarantuje właściwą dokładność wyznaczenia poszczególnych charakterystycznych punktów przekroju, przewidzianą dla opracowań fotogrametrycznych.

3. Prace kameralne

3.1. Wyrównanie sieci triangulacyjnej

Obserwacje triangulacyjne na obydwu rzędach sieci, jak wspomniano uprzednio, wykonane zostały tym samym instrumentem i przy zachowaniu tych samych kryteriów dokładnościowych. W trakcie jednak opracowania wyników, postawiono wyraźną granicę pomiędzy pierwszym i drugim rzędem sieci. Za takim rozwiązaniem sprawy przemawiała



Rys. 11. Szkic przekroju

przed wszystkim struktura sieci i faktycznie uzyskane dokładności pomiarów kątowych.

Sieć triangulacji pierwszego rzędu wyrównana została metodą spozstrzeżeń pośrednich w ścisłym nawiązaniu do punktów triangulacji wypełniającej. Przyjęcie założenia bezbłędności punktów nawiązania podytowane zostało z jednej strony faktycznie uzyskanymi dokładnościami pomiarów kątowych (około 2'', wobec około 3^{ce} dla sieci wypełniającej), jak i tym, że sieć pola doświadczalnego stanowiła dalsze zagęszczenie sieci państwowej. Punkty sieci zagęszczającej, wchodzące w skład triangulacji pola doświadczalnego, wyrównane zostały powtórnie. Cała sieć I rzędu, składająca się z 44 punktów, wyrównana została jednocześnie wraz z obliczeniem odwrotności pierwiastka krakowianowego.

Sieć triangulacji drugiego rzędu, składająca się z 144 punktów wyrównana została w 16 grupach również w ścisłym nawiązaniu do sieci pierwszego rzędu metodą spozstrzeżeń pośrednich. W wyniku prac obliczeniowych, analogicznie jak dla pierwszego rzędu, podano pełną charakterystykę dokładnościową. Podział na grupy przedstawiony jest na rys. 12.

W wyniku prac obliczeniowych nad siecią triangulacyjną uzyskano następujące rezultaty:

Sieć pierwszego rzędu:

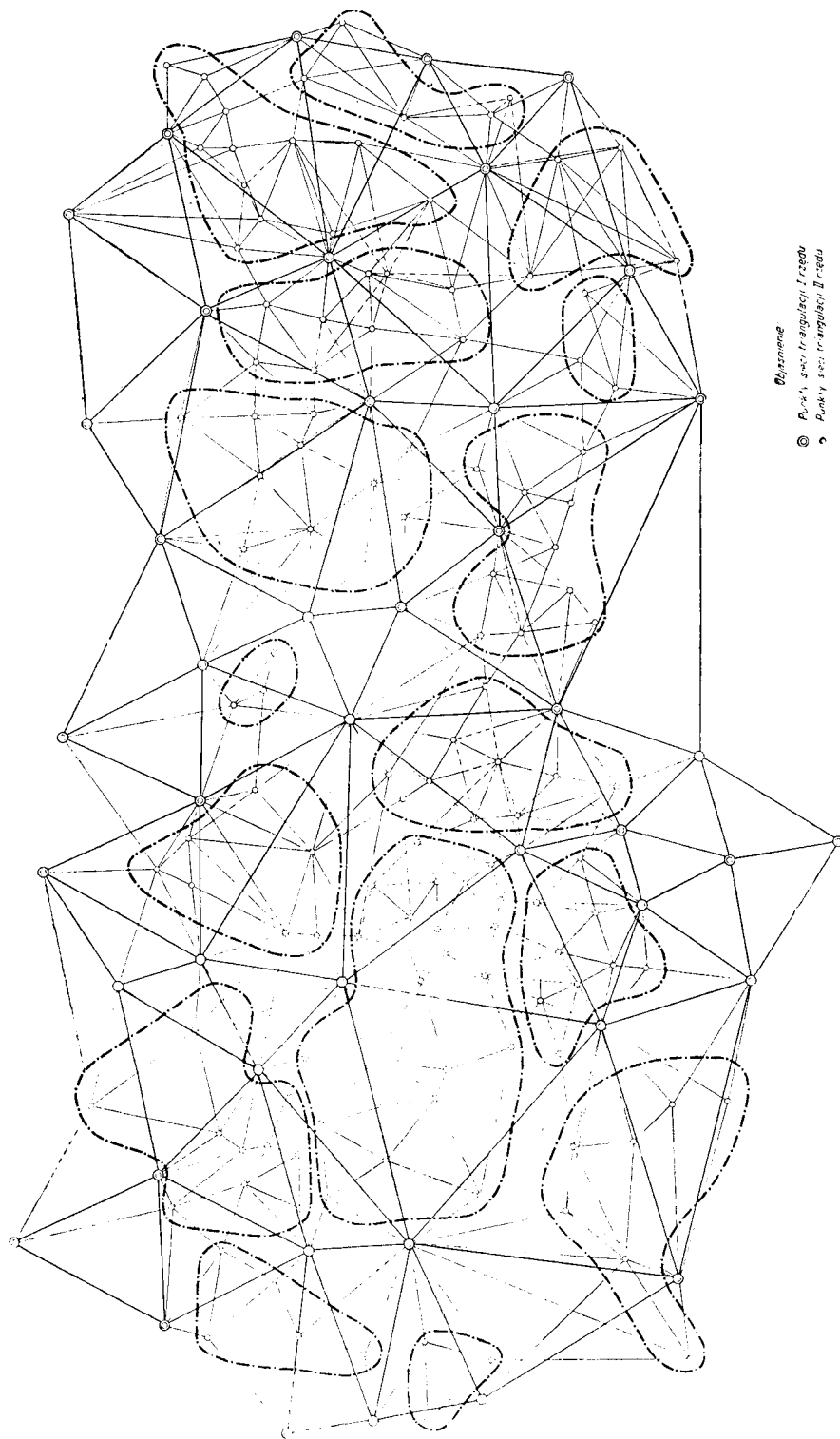
- a) średni błąd obserwacji kątowych $m_0 = \pm 2'',4$,
- b) średnie błędy współrzędnych wahają się w granicach od 0,011 m do 0,031 m,
- c) średnia wartość błędu średniego współrzędnych wynosi $m_{sr} = \pm 0,017$ m.

Sieć drugiego rzędu:

- a) średni błąd obserwacji kątowych $m_0 = \pm 3'',0$,
- b) średnie błędy współrzędnych wahają się w granicach od 0,005 do 0,036 m,
- c) średnia wartość błędu średniego współrzędnych wynosi $m_{sr} = \pm 0,012$ m.

Porównując podane powyżej średnie błędy obserwacji kątowych dla I i II rzędu sieci z wielkościami odpowiednich błędów Ferrero, stwierdzić należy wpływ błędności punktów nawiązania na dokładność obserwacji kątowych. Wzrost wielkości o 0'',8 w stosunku do błędu Ferrero w obydwu rzędach sieci może być wytłumaczone przymusem nawiązania.

Co do dokładności wyznaczenia współrzędnych, stwierdzić należy taki sam rząd wielkości błędów niewiadomych dla sieci I i II rzędu oraz, że uzyskane dokładności odpowiadają założonym na wstępie wielkościom.



Wyrównane
 ● Punkty sieci triangulacji I rzędu
 ○ Punkty sieci triangulacji II rzędu

Rys. 12. Szkic sieci triangulacyjnej — podział na grupy dla wyrównania sieci II rzędu

Po ostatecznym wyrównaniu współrzędnych płaskich sieci triangulacyjnej, przystąpiono do wyrównania rzędnej z . Obliczenia przewyższeń dla poszczególnych boków sieci dokonano w oparciu o uprzednio obliczone ze współrzędnych ostatecznych długości boków. Co do poprawki za kulistość Ziemi i refrakcję, przyjęto ogólnie stosowany wzór, a mianowicie:

$$T = \frac{1 - k}{2R} \cdot d^2,$$

gdzie: k — współczynnik refrakcji ($k = 0,13$),

R — średni promień krzywizny Ziemi,

d — długość boku (celowej).

Po obliczeniu przewyższeń dla wszystkich boków sieci przystąpiono do sprawdzenia zamknięć figur. Otrzymane odchyłki nie przekraczały ± 18 cm. Szczegółowe zestawienie odchyłek zamknięć figur w niwelacji trygonometrycznej przedstawia się następująco:*)

| Wielkość odchyłek w centymetrach | 0 ÷ 4 | 5 ÷ 7 | 8 ÷ 10 | ponad 10 |
|-------------------------------------|-------|-------|--------|----------|
| Ilość trójkątów | 234 | 55 | 31 | 30 |

Jest jeszcze jedno niezwykle cenne i ciekawe kryterium jakości niwelacji trygonometrycznej. Chodzi mianowicie o to, że w toku niwelacji geometrycznej zaniwelowano szereg sąsiednich punktów sieci. Zaistniała więc możliwość dodatkowego porównania wyników przewyższeń niwelacji trygonometrycznej z wynikami niwelacji geometrycznej. Na ogólną ilość 39 takich celowych, uzyskano następujące odchyłki:

dla 28 celowych odchyłki zawierają się w granicach od 0 do 3 cm,

dla 11 celowych odchyłki zawierają się w granicach od 4 do 6 cm.

Należy podkreślić, że większe rozbieżności wyników występują na dłuższych celowych, przy czym największa z nich wynosi 5,8 cm.

Zestawiając uzyskane rezultaty niwelacji trygonometrycznej uderza dobra zgodność wyników. Obiektywnie należy stwierdzić, że na dużą zgodność rezultatów wpłynęły przede wszystkim krótkie celowe, gdyż błąd określenia przewyższenia wzrasta proporcjonalnie do kwadratu odległości. Nie bez słuszności wydaje się, że przyjęta wielkość współczynnika refrakcji dla terenów podgórskich ($k = 0,13$) jest bardzo bliska rzeczywistej.

Nie ma tu miejsca na dłuższe zastanawianie się nad wpływem współczynnika refrakcji atmosferycznej na ostateczną dokładność niwelacji trygonometrycznej. Dla właściwego jednak spojrzenia na uzyskane odchyłki

*) Przewyższenia obliczano z dokładnością do 1 cm.

zamknąć figur niwelacji trygonometrycznej, zastanówmy się przez moment nad napisanym uprzednio związkem matematycznym. Wzór ten można napisać również w postaci następującej:

$$T = \frac{d^2}{2R} - \frac{k d^2}{2R}$$

Pierwsza część tego wzoru to poprawka spowodowana kulistością ziemi, druga natomiast — wpływ refrakcji. Poprawka wynikająca tylko z wpływu refrakcji, jak łatwo obliczyć, dla długości boku około 3 km (średnia długość boku triangulacji I rzędu) wyniesie około 9 cm. Jeśli więc zamknięcia figur przy takich długościach celowych — a niejednokrotnie i wiele dłuższych — są niewielkie, twierdzenie, co do słuszności przyjęcia takiej a nie innej wielkości współczynnika refrakcji dla omawianych warunków terenowych, wydaje się być zupełnie słuszne. Niektóre jednak zamknięcia figur o długich bokach wykazują odchyłki większe od 10 cm. Są to wprawdzie przypadki sporadyczne, nie mniej jednak nie należałoby przejść nad nimi do porządku dziennego. Odchylek tych nie można w żadnym przypadku motywować błędami wykonanych obserwacji, gdyż należy ocenić, że kąty pionowe zmierzone zostały z dokładnością nie mniejszą niż 2".

W chwili obecnej za mało jest jeszcze materiału aby można było w sposób pewny określić przyczynę takiego stanu rzeczy. Nie mniej jednak, już w tej chwili można wyrazić przypuszczenie, że tak duże odchyłki spowodowane zostały faktem przyjęcia współczynnika refrakcji ziemskiej, jako wartość stałą. Spróbujmy wyjaśnić tę sprawę.

Jak podaje literatura techniczna (*Jordan — Eggert: „Handbuch der Vermessungskunde”*) wielkość współczynnika refrakcji, zależna od warunków atmosferycznych, po szeregu doświadczeniach przyjęta została jako wartość stała i wynosi 0,13. W dalszym ciągu cytując Jordana — Eggerta, musimy stwierdzić, że wielkość ta obciążona jest błędem $\pm 25\%$. W niekorzystnych więc przypadkach, kiedy długości celowych sięgały 5—6 km i kiedy poprawka ze względu na refrakcję atmosferyczną wynosiła od 0,255 m do 0,367 m, błąd wynikający z niedokładności określenia tego współczynnika wynosi od 0,064 m do 0,092 m. Wprawdzie za przyjęciem współczynnika $k = 0,13$ zadecydowały przeciętne warunki atmosferyczne, występujące w naszych szerokościach geograficznych (w podobnych warunkach przeprowadzone zostały próby nad określeniem tej wielkości), nie mniej jednak wykonanie niwelacji trygonometrycznej w różnych porach roku, przy dużych różnicach temperatury, ciśnienia i wilgotności, powinno być połączone z uwzględnieniem zmian współczynnika refrakcji.

Należałoby jeszcze zastanowić się nad wpływem omówionych wyżej niedokładności na ostateczny wynik niwelacji trygonometrycznej. Przede wszystkim podkreślić trzeba, że w konkretnym przypadku w przeważającej ilości przewyższeń występowały boki krótkie (około 1 km — boki sieci drugiego rzędu) i że wpływ refrakcji będzie znacznie mniejszy od podanego wyżej. Ponadto stwierdzić należy, że błędy omówione wyżej będą miały charakter przypadkowy. O przypadkowości tych błędów świadczy fakt, że obserwacje wykonane były w różnym czasie, w różnych warunkach atmosferycznych, a więc błąd ze względu na refrakcję występować będzie z różną wielkością i z różnym znakiem (różnice te wystąpią nawet dla poszczególnych celowych z tego samego stanowiska). Stwierdzając więc przypadkowy charakter tych błędów, wolno nam poddać obserwacje wyrównaniu.

Przeznaczenie pola doświadczalnego wymagało, poza wysoką precyzją przeprowadzenia prac polowych, również jak najbardziej dokładnego opracowania uzyskania rezultatów. Dlatego też przy wyrównaniu niwelacji trygonometrycznej punktów sieci triangulacyjnej zrezygnowano z ogólnie stosowanej metody przybliżonej. Rachunek przeprowadzono metodą spostrzeżeń pośrednich w ścisłym nawiązaniu do punktów zaniwelowanych niwelacją geometryczną, przyjmując wagę obserwacji odwrotnie proporcjonalną do kwadratu długości boku. Podział na grupy podyktowany został projektem niwelacji geometrycznej, która wyrównana została w ścisłym nawiązaniu do niwelacji precyzyjnej. W toku wyrównania zachowano warunek minimum w odniesieniu do poprawek przewyższeń dla poszczególnych celowych wchodzących do wyrównania.

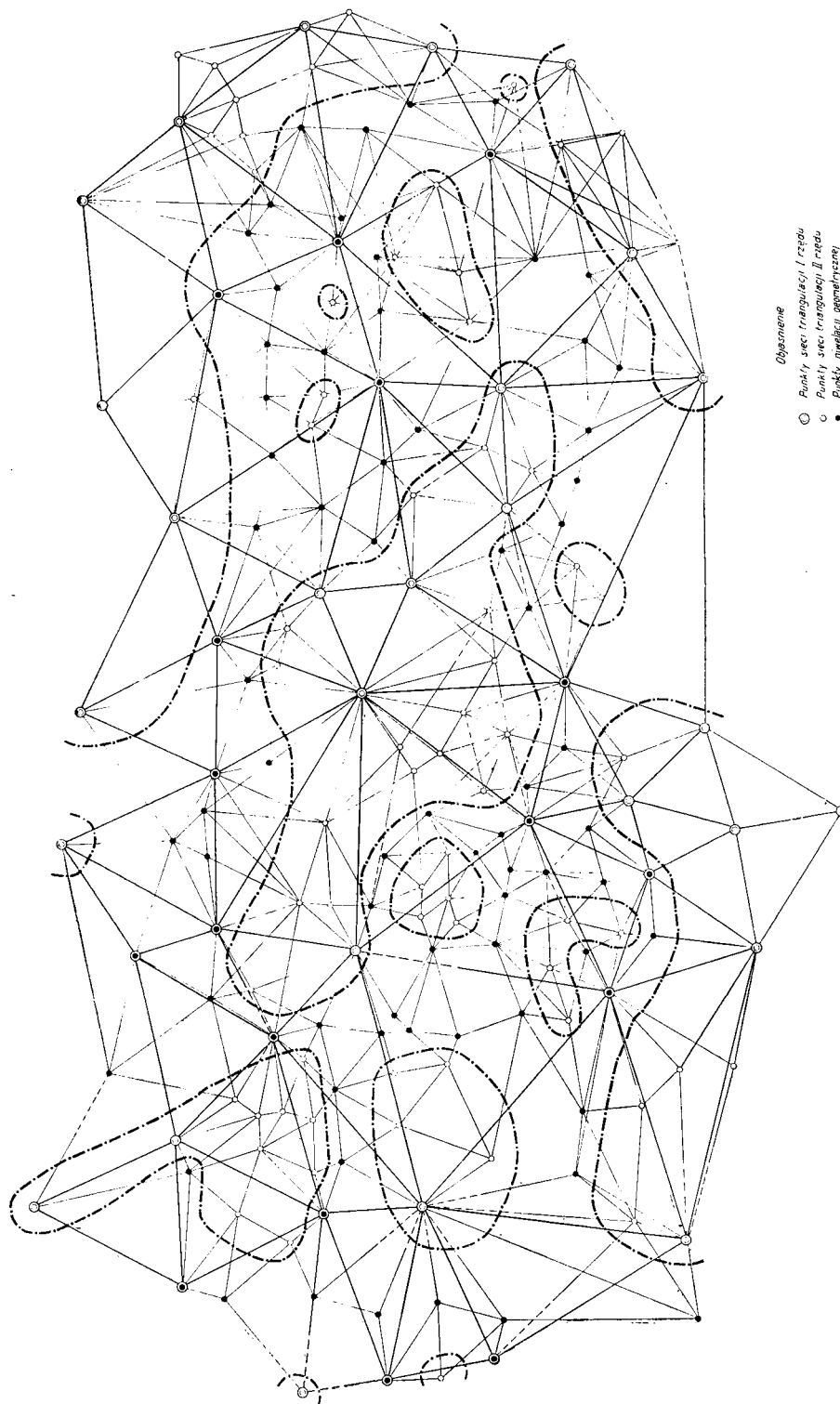
Podział na grupy przedstawiony jest na rys. 13.

W wyniku wyrównania otrzymano rezultaty, które wskazują na wysoką precyzję wykonanej pracy. A oto dane liczbowe:

| Wielkości błędów w milimetrach | 0 ÷ 15 | 16 ÷ 30 | 31 ÷ 45 |
|-----------------------------------|--------|---------|---------|
| Ilość punktów | 22 | 56 | 7 |

Średnia wartość błędu rzędnej z wynosi $\pm 0,021$ m.

W trakcie prac rachunkowych jeden z punktów, którego rzędna z wyznaczona została przy pomocy niwelacji geometrycznej, włączony został do powtórnego wyrównania uwzględniającego wyniki niwelacji trygonometrycznej. Po przeprowadzeniu wyrównania porównano rzędne tego punktu. Różnica wynosiła 0,002 m. Ze względu na to, że był to jedyny przypadek (nie było warunków do szerszego eksperymentowania), nie wolno wyciągać z tego faktu daleko idących wniosków. Nie mniej jednak



Rys. 13. Szkic sieci triangulacyjnej — podział na grupy dla wyrównania niwelacji trygonometrycznej

biorąc pod uwagę przedstawione wyżej błędy średnie rzędnych punktów, jak i opisany przypadek porównania, świadczący o realności tych błędów, stwierdzić należy wysoką dokładność niwelacji trygonometrycznej. Należy również wyrazić przypuszczenie, że w przypadku, gdyby w trakcie prac polowych i obliczeniowych uwzględniona została zależność funkcyjna między współczynnikiem refrakcji i warunkami atmosferycznymi, dokładność uzyskanych rezultatów byłaby jeszcze wyższa — być może sięgająca dokładności IV klasy niwelacji geometrycznej.

3.2. Sieć fotopunktów

Ze względu na to, że współrzędne fotopunktów wyznaczone były przy pomocy metod triangulacyjnych, przed rozpoczęciem prac obliczeniowych należało zastanowić się nad możliwością zaniedbywania mimośrodków celu. Punkty triangulacyjne, założone w okresie wcześniejszym, miały znaczne mimośrodky celu, sięgające niekiedy kilkunastu centymetrów. Ze względu na to, że w przypadku fotopunktów należało zapewnić jedynie odpowiednią dokładność ich położenia, dostosowaną do prowadzenia prac badawczych z zakresu fototopografii, do sprawy mimośrodków można było podejść nieco inaczej, aniżeli w przypadku sieci triangulacyjnej. Uprzednio chodziło nam o zachowanie wysokiej dokładności pomiarów kątowych i wysokiej precyzji określenia współrzędnych punktów triangulacyjnych. Obecnie chodzi nam jedynie o obliczenie współrzędnych fotopunktów z taką dokładnością, aby błędy współrzędnych nie przekraczały 10 cm. Biorąc tę wielkość pod uwagę, wolno nam założyć, że wszystkie mimośrodky celu na punktach triangulacyjnych, których element liniowy nie przekracza 0,02 m, będziemy uważali za zaniedbywalne. Takie postawienie sprawy wydaje się tym bardziej uzasadnione, że nie powodując dużego obniżenia dokładności (uchwytnego przy pracach fotogrametrycznych dla wymienionych na wstępie skal zdjęć), przyczynia się jednocześnie do znacznego zmniejszenia pracochłonności obliczeń. Podejście do tego zagadnienia cd wielkości poprawek kątowych byłoby bardzo trudne i niejednoznaczne, jeśli chodzi o wpływ tych poprawek na błąd wyznaczenia punktu (różne długości celowych).

Za pośrednictwem wyrównanych uprzednio współrzędnych punktów triangulacyjnych naniesione zostały w skali 1 : 20 000 wszystkie punkty sieci na plansze aluminiowe przy pomocy koordynatografu. Na te same plansze, przy pomocy autografu naniesiono wszystkie fotopunkty (po uprzednim dokładnym zidentyfikowaniu na zdjęciach lotniczych punktów triangulacyjnych w oparciu o opisy terenowe). Tak przygotowany materiał posłużył do obliczenia wszystkich niezbędnych poprawek ze względu na mimośrodky celu. Należy podkreślić, że naniesienie w ten sposób fotopunktów

tów na plansze nie było dokonane z wielką dokładnością, gdyż zorientowanie modelu dokonano w oparciu o punkty triangulacyjne, które nie zawsze były położone w punktach charakterystycznych pod względem fotograficznym. Należy jednak stwierdzić, że błąd naniesienia fotopunktów na plansze wynosił około 0,5 mm, co w danej skali odpowiada około 10 m. Dokładność ta gwarantowała właściwe określenie poprawek ze względu na mimośrody celu.

W następnej kolejności, po sporządzeniu zestawień stacyjnych, przystąpiono do obliczenia współrzędnych fotopunktów. Rachunek przeprowadzono metodą najmniejszych kwadratów; odnosi się to zarówno do obliczeń pojedynczych punktów, jak i wcięć grupowych. W przypadkach, kiedy współrzędne fotopunktów określone zostały na podstawie miar liniowych w oparciu o punkty pomocnicze, jako zasadę przyjęto, że obliczenia przeprowadzone zostaną przynajmniej dwoma niezależnymi drogami. Założenie to, przyjęte już w trakcie prac polowych, było ściśle przestrzegane w toku prac rachunkowych. Różnice w obliczonych tą drogą współrzędnych nie przekraczały 15 cm.

W wyniku prac obliczeniowych uzyskano następujące rezultaty:

1. Średni błąd obserwacji kątowej dla wcięć pojedynczych i grupowych, przeciętnie $m_0 = \pm 4''6$.
2. Średnie błędy współrzędnych otrzymano w granicach:

| Wielkości błędów w centymetrach | 0 ÷ 5 | 6 ÷ 10 | ponad 10 |
|------------------------------------|-------|--------|----------|
| Ilość współrzędnych | 646 | 48 | 32 |

3. Średnia wartość średniego błędu współrzędnych wynosi $m_{sr} = \pm 0,027$ m.

Fotopunkty, których średnie błędy współrzędnych przekraczają ± 10 cm, położone są bądź to w terenie mocno zalesionym, gęsto zabudowanym, bądź też na skraju sieci triangulacyjnej. Wszędzie tam występowały duże trudności zaprojektowania właściwych wcięć, o czym wspomniano przy okazji omawiania prac wywiadu terenowego. W przypadku gorszych dokładnościowo punktów z reguły zdarzało się, że błąd jednej ze współrzędnych był dosyć duży, a drugiej — stosunkowo mały.

Stosując nieco inne kryterium dokładnościowe — identyczne co do treści, a różne co do formy — a mianowicie: przechodząc od błędu określenia współrzędnych do błędu położenia punktu, otrzymaliśmy, że prace polowe należałoby tak przeprowadzić, aby średni błąd położenia foto-

punktu nie przekroczył ± 14 cm ($\pm 10\sqrt{2}$). Po obliczeniu tych błędów dla fotopunktów wszystkich skal, otrzymaliśmy następujące wyniki:

| | | | | |
|------------------------------------|-------|--------|---------|----------|
| Wielkości błędów w centymetrach | 0 ÷ 5 | 6 ÷ 10 | 11 ÷ 14 | ponad 14 |
| Ilość fotopunktów | 290 | 43 | 20 | 10 |

Na ogólną ilość 363 fotopunktów, zaledwie 10 z nich wykazuje większe błędy od dopuszczalnych, założonych warunkami technicznymi. Stanowi to 2,8% ogólnej ilości fotopunktów. Średnia wartość średniego błędu położenia fotopunktu wynosi: $m_{p\acute{s}r} = \pm 0,041$ m.

Rzędne z fotopunktów obliczone zostały w oparciu o uprzednio obliczone wysokości punktów triangulacyjnych przy zastosowaniu niwelacji trygonometrycznej. Obliczenia dokonano przez określenie przewyższeń i rzędnej dla poszczególnych celowych. Jako wartość ostateczną przyjęto średnią arytmetyczną. Błędy tych rezultatów, obliczone ze wzoru:

$$m = \pm \sqrt{\frac{[vv]}{n(n-1)}}, \text{ przedstawione są w poniższym zestawieniu:}$$

| | | | |
|------------------------------------|-------|-------|--------|
| Wielkości błędów w centymetrach | 0 ÷ 4 | 5 ÷ 7 | 8 ÷ 10 |
| Ilość fotopunktów | 284 | 82 | 16 |

Średnia wartość błędu średniego rzędnej z wynosi $\pm 0,034$ m.

Odnośnie dokładności wyników niwelacji trygonometrycznej sieci fotopunktów, należałoby przytoczyć identyczne uwagi jak w przypadku sieci triangulacyjnej. Rezultaty pomiaru zachęcają do stosowania niwelacji trygonometrycznej w szerszym zakresie.

Dalszej charakterystyki dokładnościowej, poza podaną powyżej (błędy średnie punktów), w danym przypadku przeprowadzić nie można, gdyż program prac nie przewidywał niwelacji geometrycznej na fotopunktach.

3.3. Inne prace kameralne

Jak wspomniano uprzednio, przy okazji omawiania prac polowych, dokładność niwelacji na polu płaskim i przekrojach była bardzo wysoka. Uzyskane odchyłki zamknięć poszczególnych ciągów i poligonów w stosunku do założonych na wstępie dokładności, były tak małe, że wyrównanie otrzymanych rezultatów okazało się zbędne; rzędne uzyskane w terenie przyjęto jako wartości ostateczne.

Odnosnie fragmentu płaskiej części pola, obliczono jedynie współrzędne punktów f , które posłużyły do skonstruowania siatki niwelacyjnej. Czynność ta wykonana została również dla punktów załamów przekrojów. Po wykonaniu tych prac rachunkowych, naniesiono na plansze punkty f (w odróżnieniu od fotopunktów, które miały inne przeznaczenie), wszystkie punkty niwelacji siatkowej oraz wszystkie punkty przekrojów. Tak przygotowany materiał posłuży w przyszłości do prowadzenia prac badawczych z zakresu fototopografii. Dokładność wyznaczenia współrzędnych punktów f i punktów załamów przekrojów była większa od założonej na wstępie w warunkach technicznych ($m_p = \pm 10$ cm).

4. Uwagi ogólne

Eksperymentalny charakter prac, odmienna w stosunku do stosowanej w przedsiębiorstwach geodezyjnych organizacja pracy, przyczyniły się do wyciągnięcia szeregu wniosków natury technicznej i organizacyjnej. Podsumujmy więc poczynione uwagi i wnioski.

Pierwszą z nich jest niewątpliwie sprawa wykorzystania zdjęć lotniczych przy opracowywaniu projektu sieci triangulacyjnej. Koncepcję tę, podaną przez doc. S. Dmochowskiego, należy uznać za dosyć śmiałą; znacznie zwiększono pracochłonność prac przygotowawczych, bez pełnego przekonania, że w ten sposób skrócony zostanie czas prac polowych. Ryzyko znacznego zwiększenia pracochłonności wykonania pracy przestało istnieć w czasie prac wywiadu triangulacyjnego. W chwili obecnej można z całą pewnością stwierdzić, że koncepcja była bardzo słuszną i że obok obniżenia kosztów wykonania pracy (prace polowe są znacznie droższe od prac kameralnych), skrócono również czas jej trwania. Analiza rzeźby terenu oparta na zdjęciach lotniczych przeprowadzona jest w sposób bardziej kompleksowy, aniżeli zrobić to może wykonawca polowy w oparciu o obserwacje terenu z jednego lub kilku punktów. Nie ma tu oczywiście porównania z projektem sieci opracowanym na podkładzie mapowym. — Najbardziej doświadczony wykonawca nie zaprojektuje położenia punktów z dokładnością do kilku metrów, nie ustali kameralnie wysokości poszczególnych drzew i budynków.

W okresie ostatnich trzech lat, jakie upłynęły od momentu omawianego eksperymentu, Instytut zainicjował opracowanie projektów sieci triangulacyjnych dla innych obiektów w oparciu o zdjęcia lotnicze. Dokładność wykonanej w ten sposób pracy była bardzo duża. Uwaga ta odnosi się zarówno do terenów o urozmaiconej rzeźbie, jak i do terenów płaskich. Można więc z całą pewnością stwierdzić, że stosowanie zdjęć lotniczych do sporządzania projektów osnów geodezyjnych jest ze wszelkich miar wskazane. Sugestia ta odnosi się szczególnie do tych przedsiębiorstw,

które z racji wykonywanych prac dysponują zdjęciami lotniczymi. Być może w niektórych przypadkach pociągnie to za sobą odpowiednie przeszkolenie pracowników, ale należy wyrazić przypuszczenie, że po stosunkowo krótkim okresie czasu przyniesie to żądane efekty ekonomiczne.

Na mocy poczynionych spostrzeżeń można również stwierdzić, że ogólne mniemanie, jakoby w ramach prac kameralnych można podać jedynie ogólną koncepcję i bardzo przybliżony szkic osnowy geodezyjnej, jest nie słuszne. Okazuje się, że kameralne opracowanie projektu może być bardzo dokładne, a prace polowe wywiadu można ograniczyć jedynie do jego sprawdzenia.

Na oddzielną uwagę zasługują wyniki niwelacji trygonometrycznej. Utarło się od lat przekonanie, że niwelacja trygonometryczna nie może zagwarantować właściwej dokładności nawet dla prac o niskim standardzie dokładnościowym. Do rezultatów niwelacji trygonometrycznej podchodzono z wielką rezerwą, z góry stawiając jej bardzo skromne wymagania dokładnościowe. Uzyskane wyniki w trakcie omawianej pracy, zmuszają do zmiany stanowiska w tej sprawie. Średnie błędy rzędnej z , zawierające się w granicach ± 45 mm posiadają dużą wymowę.

Nie mając pełnego rozeznania co do dokładności niwelacji trygonometrycznej w różnych warunkach terenowych i przy bardziej zróżnicowanych długościach boków, nie można w chwili obecnej postawić jednoznacznych wniosków natury ogólnej co do zakresu stosowalności tej metody pomiaru. Można jednak z całą pewnością stwierdzić możliwość stosowania w szerszym zakresie niwelacji trygonometrycznej oraz celowość badań nad dokładnością tej niwelacji pod kątem uzależnienia wielkości poprawki refrakcyjnej od warunków atmosferycznych (temperatura, ciśnienie, wilgotność). Należy wyrazić przypuszczenie, że funkcyjne uzależnienie wielkości poprawki refrakcyjnej od warunków atmosferycznych, z jednoczesnym odrzuceniem założenia stałości współczynnika refrakcji, przyczynić się może do znacznego podniesienia dokładności pomiaru.

W okresie, kiedy do prac geodezyjnych wchodzi nowe urządzenia pomiarowe, gdzie dla obliczenia długości boków konieczna jest dokładna znajomość szybkości rozchodzenia się fal świetlnych i elektromagnetycznych w różnych warunkach atmosferycznych, zagadnienie refrakcji — określonej jako funkcja stosunku szybkości rozchodzenia się fali świetlnej w próżni i w różnych warunkach atmosferycznych — nabiera szczególnego znaczenia. W chwili obecnej widac więc wyraźnie potrzebę prowadzenia prac badawczych w tym kierunku i należy wyrazić przypuszczenie, że po ich wykonaniu będziemy w stanie wyjaśnić niektóre problemy, co do których w chwili obecnej nie mamy pełnego rozeznania.

Po całkowitym zakończeniu prac nad założeniem osnowy geodezyjnej na polu doświadczalnym, należy również stwierdzić słuszność koncepcji

odmiennej organizacji prac polowych i kameralnych, w stosunku do ogólnie stosowanej przy pracach o charakterze masowym. Prace tego rodzaju powinny być prowadzone w sposób elastyczny, bez rygoru wykonania poszczególnych jej etapów w z góry określonych terminach, bez pośpiechu i z dużą wnikliwością. Przyjęta organizacja pracy przyczyniła się do opracowania na bieżąco wielu wniosków natury technicznej, które z kolei zapewniły wysoką dokładność wykonywanej pracy oraz umożliwiły przekazanie odpowiednich wniosków do przedsiębiorstw produkcyjnych, celem wprowadzenia zmian w toku ich produkcji.

Rękopis złożono w Redakcji w lutym 1962 r.

СТАНИСЛАВ КАСПЭРЭК

ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ ОСНОВА НА ФОТОГРАММЕТРИЧЕСКОМ
ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОМ ПОЛИГОНЕ ИНСТИТУТА В ГОРИСТОМ
РАЙОНЕ (НОВЫ СОНЧ — ГРЫБУВ)

Резюме

Такие научные работы, как разработка новых методов измерения новых производственных циклов, полевые исследования прототипов геодезических инструментов — требуют заложения полевого компаратора, на котором можно бы проверить новые концепции и сделанные окончательные выводы. Дело состоит в том, чтобы до внедрения нового метода в продукцию получить полную уверенность, что за результаты его применения можно ручаться и относительно точности и экономики.

Ввиду реальной надобности, Институт Геодезии и Картографии принял в 1957 году решение заложить такой исследовательский полигон. При локализации этого полигона руководились прежде всего надобностями фотограмметрии — вес и число проблем познающих при обработке карт фотограмметрическими методами порешили о фотограмметрическом характере полигона. Тем не менее, постоянную геодезическую основу запроектировано таким образом, чтобы в будущем, при ведении работ геодезического характера, она исполняла предъявляемые ей требования точности. Избранный полигон имеет форму прямоугольника размерами 30 × 20 км.

Перед началом полевых работ были определены предпосылки относительно точности; именно для сети триангуляции точность определения координат точек должна быть не менее ± 2 см, а для сети фотопунктов — ± 10 см.

При подготовительных работах, для ускорения и облегчения составления проекта триангуляционной сети использовано фотоснимки, вместо картографической подкладки. Триангуляция состоит из двух

рядов, первого — с длиной сторон около 3—4 км и второго — около 1 км. Использование фотоснимков позволило так запроектировать сеть триангуляции, что все фотопункты определено триангуляционными методами. Этот момент следует подчеркнуть как очень полезный для совокупности работ, имея ввиду получение точности и экономические эффекты (применение полигонометрии при очень разнообразном рельефе местности повысило бы стоимость, а понизило точность).

Разведка на местности полностью подтвердила правильность концепции применения фотоснимков при составлении проекта сети триангуляции. Разведка имела своей целью точное идентифицирование на местности запроектированных точек триангуляции и проверку соответствующих визур. Работы разведки ввели минимальные поправки к проекту. О качестве проекта свидетельствует факт, что 93% общего числа пунктов застроено триангуляционными сигналами высотой от 4 м до 12 м. На остальных пунктах расположенных в лесистой части полигона, построено триангуляционные башни высотой от 3 м до 20 м.

Триангуляционные наблюдения были исполнены инструментом Вильд Т 3 (сеть триангуляции) и Цейсс Тхео 010 (сеть фотопунктов). Ордината z для пунктов триангуляции и для фотопунктов была определена при помощи тригонометрического нивелирования. В течение полевых работ произведено также поверхностное нивелирование на площади около 200 гектаров и нивелирование профилей общей длины около 10 км.

После камеральной обработки измерений получено следующие результаты:

1. Сеть триангуляции I ряда:

- а) средняя кв. ошибка наблюдения угла $m_0 = \pm 2'',4$,
- б) среднее значение средней кв. ошибки координат

$$x \text{ и } y = \pm 0,017 \text{ m.}$$

2. Сеть триангуляции II ряда:

- а) средняя кв. ошибка наблюдения угла $m_0 = \pm 3'',0$,
- б) среднее значение средней кв. ошибки координат

$$x \text{ и } y = \pm 0,012 \text{ m.}$$

3. Тригонометрическое нивелирование:

- а) сеть триангуляции — среднее значение средней кв. ошибки ординаты $z = \pm 0,021 \text{ m}$,
- б) сеть фотопунктов — среднее значение средней кв. ошибки ординаты $z = \pm 0,034 \text{ m}$.

4. Сеть фотопунктов:

- а) средняя кв. ошибка наблюдения угла, в среднем $m_0 = \pm 4'',6$,

б) среднее значение средней кв. ошибки координат

$$x \text{ и } y - \pm 0,027 \text{ м.}$$

На особое внимание заслуживает относительно высокая точность тригонометрического нивелирования триангуляционной сети и сети фотопунктов. Подчеркнуть это обстоятельство уполномочивают выше поданные средние кв. ошибки ординаты z и сравнение результатов геометрического нивелирования с результатами тригонометрического нивелирования. Для общего числа 39 сторон непосредственно занивелированных методом геометрического нивелирования и независимо, методом тригонометрического нивелирования, получено:

в 28 случаях разности заключаются в границах от 0 до 30 мм,

в 11 случаях разности заключаются в границах от 31 до 60 мм.

Самая большая разность равняется 58 мм.

Анализируя результаты тригонометрического нивелирования можно высказать предположение, что если бы была известна функциональная зависимость влияния рефракции от атмосферических условий, одновременно отбрасывая предпосылку постоянства коэффициента рефракции ($k = 0,13$), то результаты тригонометрического нивелирования были бы гораздо лучше, быть может, по точности равнялись бы результатам геометрического нивелирования IV класса.

STANISŁAW KASPEREK

THE GEODETIC NET ON THE PHOTOGRAMMETRIC TEST FIELD OF
THE INSTITUTE IN THE HILLY REGION (NOWY SĄCZ — GRYBÓW)

S u m m a r y

For the research work such as: elaboration of the new methods of measurements, the new production cycles, the field tests of prototypes of geodetic works — a field comparator must be established; it enables the checking of new conceptions and the working out of final conclusions. It is the matter to be persuaded, before the introduction of the new method to the practice, that its application is worth to be recommended both in regard of obtained accuracy and economy. In the year 1957 the Institute of Geodesy and Cartography has decided to establish a test field. By choosing the place for this field the requirements of photogrammetry were mainly taken into consideration; the importance and quantity of problems concerned with elaboration of maps by photogrammetric methods were decisive for the photogrammetric character of the field.

Nevertheless, the well marked geodetic net was made in such a manner, that it fully corresponds to the requirements of accuracy for the research works of geodetic character, which can be made here in the future. The test field is a quadrangle which dimensions are 30×20 km.

Before the beginning of the field works the requirements of accuracy were stated. The accuracy not less than 2 cm in determination of the coordinates for the points of triangulation net was demanded, and 10 cm — for the ground control points. In the preparatory works the aerial photographs instead of maps were used, in order to accelerate and facilitate the elaboration of the project of triangulation net.

The triangulation net consists of 2 orders: the first order with lengths of 3—4 km and the second — of 1 km.

The use of aerial photographs enabled to project the triangulation net in such a manner, that it was possible to measure all the ground control points by means of triangulation.

This fact is to be stressed here as very advantageous for this work both of point of view of accuracy and economy to be obtained (the use of traverses in such a hilly ground would be more expensive and the results — less accurate).

The field reconnaissance fully confirmed the fact, that the conception of application of aerial photographs for working out the project of the triangulation net was completely right. The whole thing, the technician has to do by the field reconnaissance, was to correctly identify on the ground the triangulation points of the project and to check the sights.

Only very little changes of the project were necessary during the reconnaissance. The project was very good and economic: on 93% of all the points only the triangulation signals of 4—12 m height were necessary; on the remaining points, situated in the forests, the towers of 3—20 m height were built.

The observations were made with Wild T3 theodolite (for the triangulation net) and with Zeiss Theo 010 theodolite (for the net of ground control points). The heights both for triangulation and ground control points are determined by means of trigonometrical levelling. The field works comprised also the surface levelling on the area of ca 200 ha and the profiles of about 10 km total length.

After the computation of the field measurements the following results are obtained.

1. The 1st order triangulation net:
 - a) mean square error of the angular observation $m_0 = \pm 2'',4$,
 - b) mean value of the mean square error of coordinates $x,y - m_{x,y} = \pm 0,017$ m.
2. The 2nd order triangulation net:
 - a) mean square error of the angular observation $m_0 = \pm 3'',0$,
 - b) mean value of the mean square error of coordinates $x,y - m_{x,y} = \pm 0,012$ m.
3. The trigonometric levelling:
 - a) triangulation net: mean value of the mean square error of $z = \pm 0,021$ m,
 - b) net of ground control points: mean value of the mean square error of $z = \pm 0,034$ m.
4. The net of ground control points:
 - a) mean square error of the angular observation, average $m_0 = \pm 4'',6$,
 - b) mean value of the mean square error of coordinates $x,y - m_{x,y} = \pm 0,027$ m.

The most remarkable is the relatively high accuracy of the trigonometric levelling both of the triangulation and of the ground control

points nets. As arguments for stressing this fact, the values of above mentioned mean errors of z — ordinate and the comparison of the results of levelling and trigonometric levelling, cited below, may be used. From the total of 39 sights levelled by ordinary levelling and trigonometric levelling the following results were obtained:

for 28 sights the discrepancies were from 0 to 30 mm,

for 11 sights the discrepancies were from 31 to 60 mm.

The greatest discrepancy was 58 mm.

When examining the results of the trigonometric levelling one may come to the conclusion, that, if the corrections due to refraction could be introduced accordingly to the atmospheric conditions and if instead of a constant coefficient of the refraction ($k = 0,13$) a variable one could be used, the results of the trigonometric levelling will be much better, probably of the same accuracy as those of the 4th class levelling.