

Geodezyjne pomiary odkształceń wieżowców ze szczególnym uwzględnieniem prac prowadzonych na P. K. i N.

1. Wstęp

Szybki rozwój budownictwa na skalę dotychczas u nas nie spotykana, tak ze względu na wielkość, oryginalną konstrukcję jak i ilość obiektów, powoduje konieczność zacieśnienia współpracy specjalistów z dziedziny budownictwa z geodetami. Geodeci nie tylko wykonują plany sytuacyjno-wysokościowe jako materiały dla studiów wstępnych i projektów, czy też prace związane z wytyczeniem projektu na gruncie i jego realizacją, ale także współuczestniczą we wszelkiego rodzaju badaniach: gruntowych, hydrogeologicznych, odkształceń konstrukcji itp.

Zakres opisanych niżej sposobów wykonania pomiarów i obliczeń nie ogranicza się wyłącznie do budowli wysokościowych (jakby sugerował tytuł), lecz także może mieć zastosowanie do większych obiektów budownictwa przemysłowego, miejskiego itp., gdzie szczegółowa znajomość warunków gruntowych i hydrogeologicznych jest konieczna.

Badania takie zajmują pewną ilość czasu i wymagają pewnych nakładów finansowych, ale osiągnięte dzięki nim korzyści dają oszczędności znacznie przekraczające koszty prac badawczych.

Nie można pominąć ogromnej wartości materiałów z badań w terenie dla naukowego opracowania na ich podstawie szeregu zagadnień, np. z mechaniki gruntu, mechaniki budowli, wytrzymałości materiałów itp., a także kontroli założeń teoretycznych.

Badania odkształceń wznoszonej budowli pozwoli również na kontrolowanie jej zachowania, a tym samym jej bezpieczeństwa.

Praca niniejsza jest uzupełnieniem i rozwinięciem publikacji pt. „Geodezyjne pomiary odkształceń przy badaniach hydrogeologicznych i gruntowych na terenie Pałacu Kultury i Nauki w Warszawie” umieszczonej w tomie III, zeszycie 2/55 Prac Instytutu Geodezji i Kartografii (I część

niniejszej pracy). Obie publikacje, potraktowane jako całość, będą informacją o pracach z zakresu geodezyjnych pomiarów przemieszczeń i odkształceń przy budowie wieżowców, większych obiektów przemysłowych itp.

Przyjęto tu zasadę, że w pierwszej kolejności podaje się wiadomości ogólne, a w dalszej opis prac wykonywanych na terenie Pałacu Kultury i Nauki w Warszawie.

2. Instrumenty i urządzenia do pomiarów

2. 1. Instrumenty geodezyjne

2. 1. 1. Niwelator precyzyjny z łałami inwarowymi.

2. 1. 2. Urządzenie z taśmą do pomiaru dużych różnic wysokości (cz. I rys. 58).

2. 1. 3. Teodolit. Do pomiaru przemieszczeń w płaszczyznach poziomych może być użyty teodolit klasy T3, OT-02 ustawiany na słupie betonowym ewentualnie z cegły, lub T2, TB I, Th II ustawiany na statywie i centrowany przy pomocy pionu optycznego. Zasadą jest, aby do okresowych obserwacji przemieszczeń używać tego samego teodolitu, uprzednio zbadanego i w miarę potrzeby sprawdzanego.

2. 1. 4. Instrumenty fizyczno-pomiarowe.

2. 1. 4. 1. Wahadło.

2. 1. 4. 2. Aparat Geigera (do pomiaru wielkości i amplitudy drgań np. iglicy wieżowca).

2. 1. 4. 3. Pionownik optyczny i inne.

2. 1. 4. 4. Klinometry.

2. 1. 4. 5. Czujniki.

Przy pracach na terenie P.K. i N. stosowano niwelację precyzyjną. Instrumenty do niej wymienione w p. 2.1.1 i 2.1.2 omówiono w I części pracy. Do przemieszczeń w płaszczyźnie poziomej stosowano metodę trygonometryczną, pomiar zaś wykonano teodolitem T2. Nie było natomiast możliwości wypróbować przyrządów fizycznych (p. 2. 1. 4.), o których tylko wspomniano.

2. 2. Repery

2. 2. 1. Repery nawiązujące.

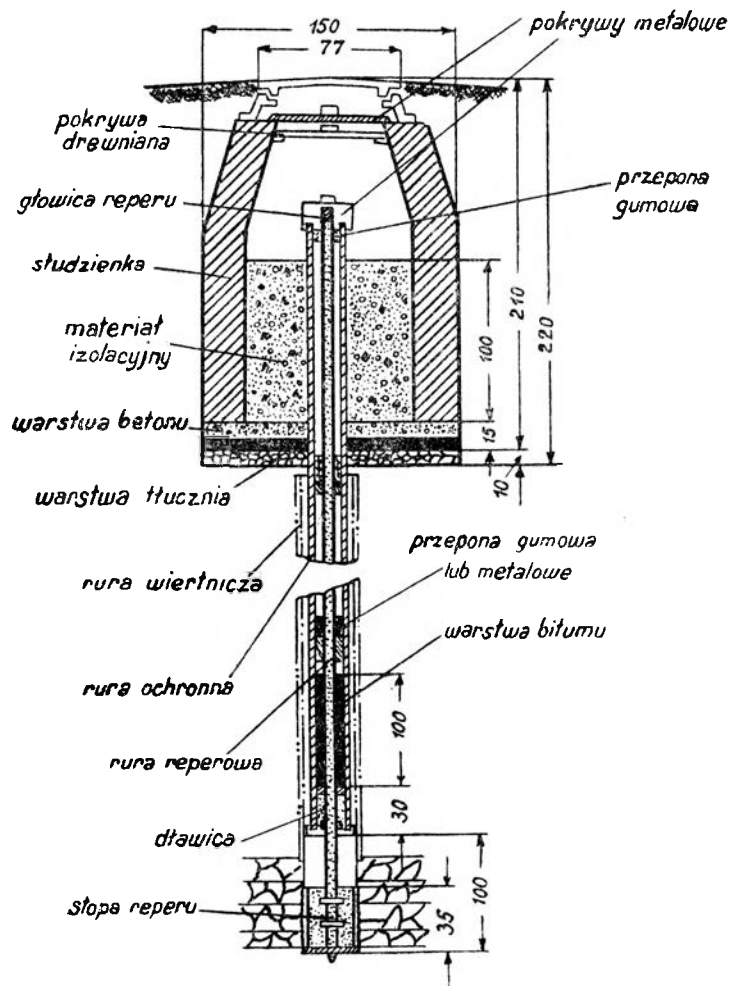
2. 2. 1. 1. Repery ścienne — omówione w I części pracy.

2. 2. 1. 2. Reper głębinowy rurowy tzw. „niezamulany” (rys. 28, 28a).

Reper głębinowy stanowi obiekt inżynierski, dość trudny w wykonaniu ze względu na znaczną głębokość posadowienia stopy i wymaganą precyzję konstrukcji.

Założenie jego powinno nastąpić przed rozpoczęciem budowy wysokościowca, aby do czasu prac badawczych mógł się ustabilizować.

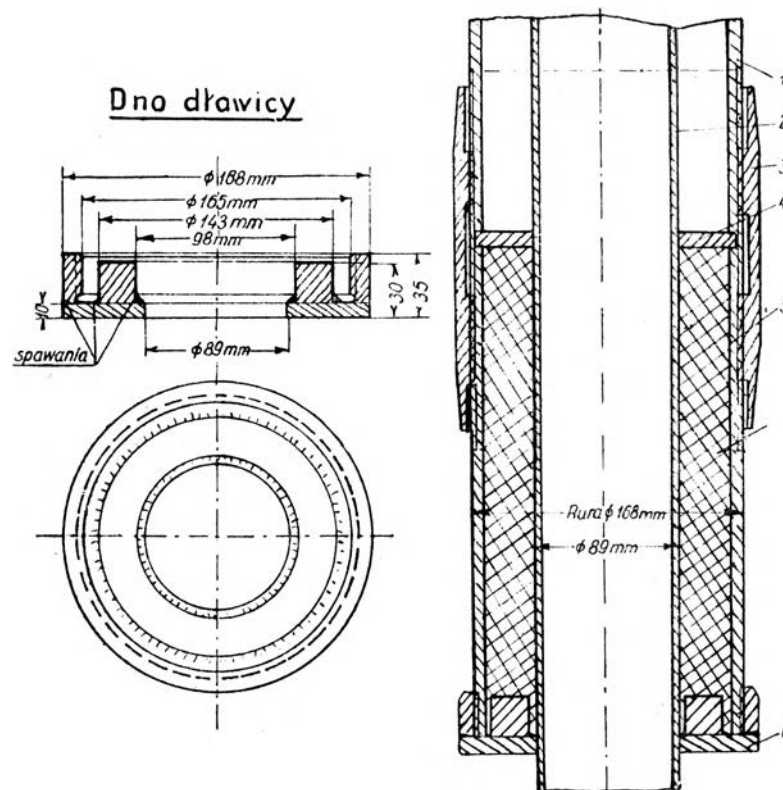
Okres stabilizacji jest zależny od gruntu na którym posadowiono reper, od staranności wykonania, od warunków hydrogeologicznych itp. i może wynosić nawet kilka do kilkunastu miesięcy. Dlatego należy bardzo skrupulatnie przeanalizować te wszystkie czynniki, które mogą wpływać na czasokres osiadania repera, zwracając uwagę na następujące szczegóły:



Rys. 28. Głowica głębinowego repera rurowego

- a) Stopy reperów należy posadowić na gruncie możliwie jak najmniej ściśliwym (najlepiej nie zwietrzałe skały). Jeżeli na głębokości kilkudziesięciu metrów nie ma takiego gruntu, należy wykorzystać żwiry, piaski (ale nie o tendencjach do kurzawki), ropy, gliny starych pokładów itp. Należy unikać gruntów pęczniejących, terenów o charakterze zsuwowym, miejsc głębokich robót podziemnych.

- b) Repery powinny być oddalone możliwie daleko od źródła drgań, wstrząsów, m. in. dróg o dużym nasileniu ruchu itp. wpływów.
- c) Repery należy zakładać poza zasięgiem strefy wpływów przeprowadzanych badań, bądź wznoszonej budowli. Orientacyjnie można



Rys. 28a. Dławica głębinyowego reperu rurowego

6	Pokrywa dławicy	1	Stal	
5	Dławica	1	Rura stal	
4	Dno	1	Stal	
3	Mufa o 168	1	Stal	
2	Rura reperowa		Stal	
1	Rura ochronna		Stal	
N.N. Detal	Nazwa	Ilość	Materiał	Uwagi

przyjąć, że naprężenia od budowli rozchodzą się pod kątem $30^\circ - 40^\circ$ na głębokość w przypadku P.K. i N. ok. 100 m. Stąd przybliżony zasięg wpływów od budowli wynosił ok. 80 m. Dokładniejsze dane może dostarczyć geotechnik.

- d) Rozmieszczenie reperów głębinowych w stosunku do reperów na badanym obiekcie powinno zapewnić wzajemne powiązanie za pośrednictwem jak najkrótszych ciągów niwelacyjnych.
- e) Wykonanie reperu musi być bardzo staranne, szczególnie przy głębokim posadowieniu jego stopy oraz przy dużym parciu hydrostatycznym wody. Małe niedopatrzenie może spowodować przedostanie się wody, zamulenie przestrzeni między rurą właściwego reperu i ochronną i znaczne obniżenie wartości reperu.
- f) Należy dążyć do jak najmniejszego naruszania równowagi sił w gruncie. Chodzi o to, aby ciężar reperu był w przybliżeniu równy ciężarowi wybranego gruntu z otworu wiertniczego, przez co naprężenia od stopy fundamentu τ_d będą równe naprężeniom pierwotnym w gruncie na danej głębokości, czyli:

$$\tau_d \approx \tau_p \approx \gamma_0 h$$

gdzie γ_0 — ciężar objętościowy gruntu
 h — głębokość.

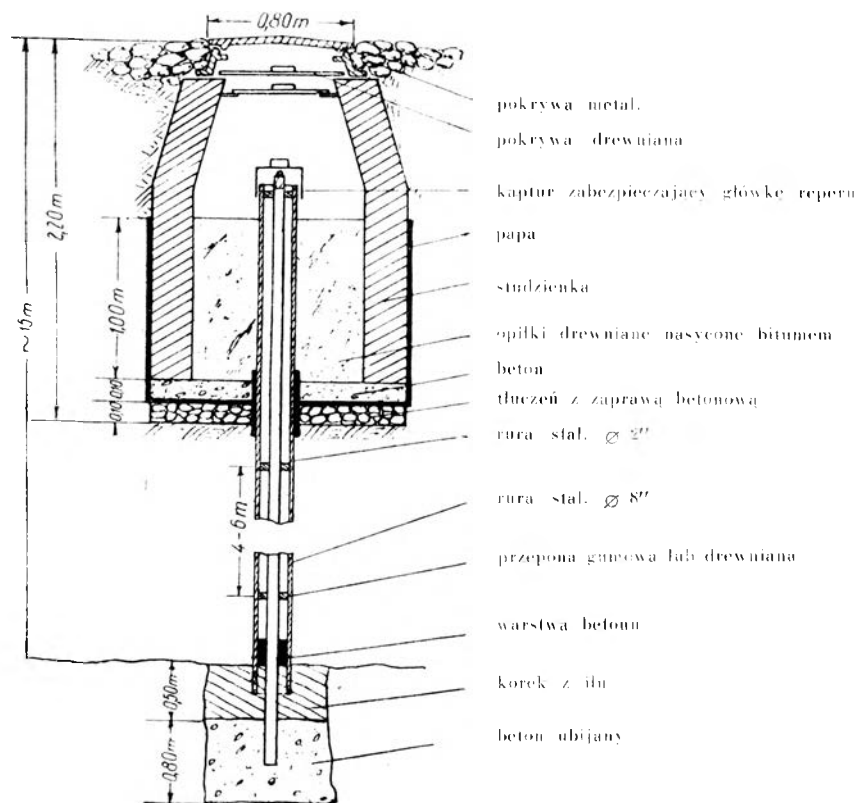
Na rysunkach 28 i 28a przedstawiony jest reper oraz niektóre jego części składowe. Do zasadniczych części należą:

- a) Fundament w formie walca betonowego, zakończony „butem”, który nie pozwala na przesuwanie reperu w płaszczyźnie poziomej i ułatwia powiązanie fundamentu z warstwą betonu, nasypaną na podłoże. Wewnątrz walca zabetonowana jest rura tzw. „reperowa”, której przedłużenie stanowi właściwy punkt wysokościowy.
- b) Dławica — jest to cylinder metalowy, którego jeden koniec jest na stałe zamocowany z rurą ochronną reperu. Po przesunięciu przez niego rury reperowej wypełnia się przestrzeń cylindra pakułami, nasasyconymi oliwą lub towotem, które chronią przed przedostawaniem się wody i mułu między rury ochronną i reperową. Zamulenie powoduje, oprócz zwiększenia ciężaru reperu, przekazywanie ruchów rury ochronnej rurze reperowej, co niekorzystnie odbija się na stałości znaku wysokościowego.
- c) Kolumna rur ochronnych, zaczynająca się od dławicy, a kończąca się przy powierzchni gruntu (w studziencie), izolująca rurę reperową od niekorzystnych czynników.
Rury łączy się przy pomocy muf, które uszczelniają ich styki. Rury należy chronić przed korozją przez powlekanie np. asfaltem.
- d) Przepony z drzewa, gumy lub krzyżaków metalowych, założone na rurę reperową w odstępach 4 — 6 m. Przepony utrzymują rurę reperową w osi rury ochronnej i pozwalają na wzajemne ich przesuwanie przy minimalnym tarcu.
- e) Studzienka z cegły lub betonu, chroniąca główkę reperu przed uszkodzeniem. Dno studzienki należy zakładać poniżej linii zamarzania gruntu. Wnętrze jej wypełnia się materiałem izolującym np.

trociny, pył korkowy itp. Dostęp do studzienki zabezpiecza się pokrywami.

- f) Przepona gumowa, zamykająca u wylotu przestrzeń między rurą ochronną i reperową.
- g) Główka reperu ze stali nierdzewnej lub mosiądzu jako zakończenie rury reperowej i właściwy punkt, na którym ustawia się łąkę.

Wykonanie reperu rozpoczyna się od wywiercenia i zabezpieczenia otworu kolumną rur wiertniczych. Po zmontowaniu poszczególnych części opuszcza się fundament z kolumną rur reperowych i ochronnych na

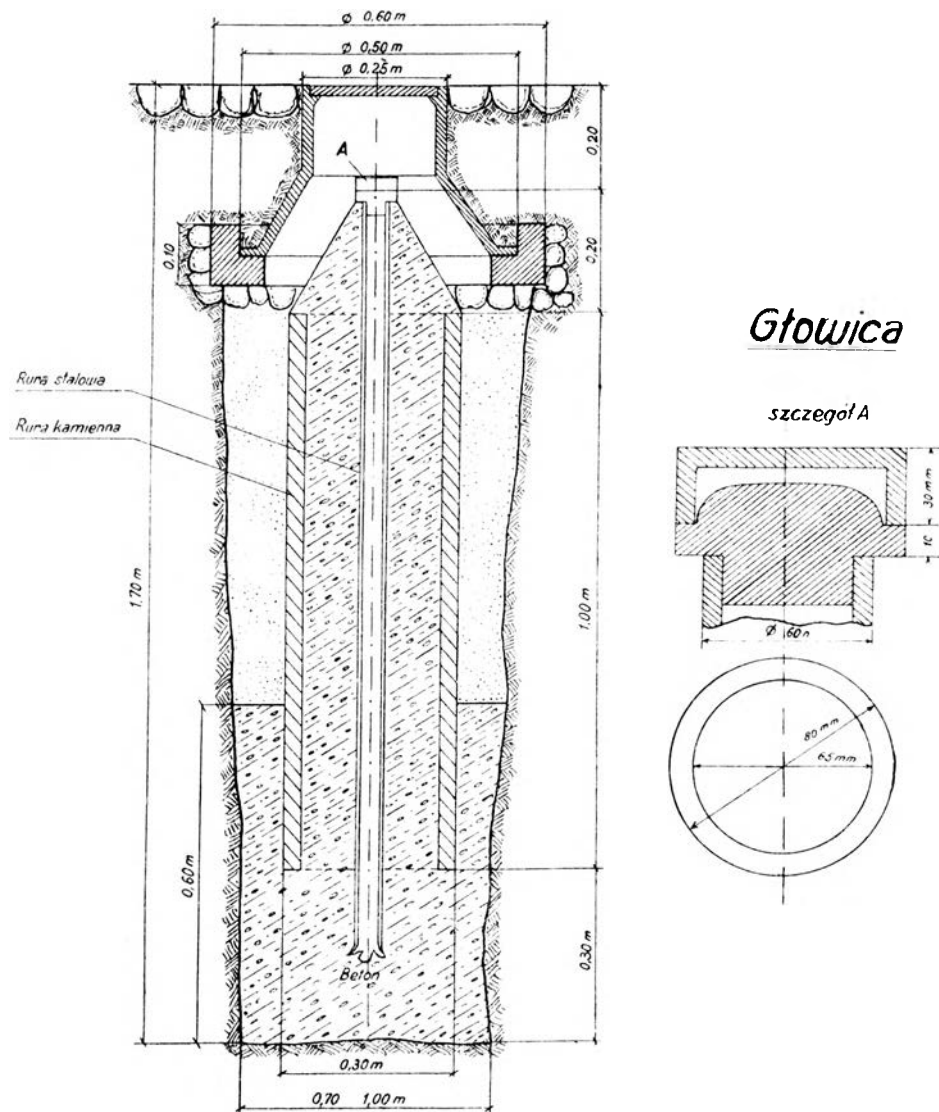


Rys. 29. Reper rurowy

dno otworu, gdzie uprzednio ułożono warstwę betonu o grubości około 30 — 50 cm, a następnie rury wiertnicze wyciąga się i zasypuje pozostałą przestrzeń. Reper głębinowy „niezamulany” został szczegółowo opisany, ponieważ na terenie P.K. i N. wybudowano 3 takie repery posadowione na głębokości ok. 80 m. Przy mniejszej głębokości posadowienia stopy reperu i małym ciśnieniu hydrostatycznym można użyć reperu głębinowego o znacznie prostszej konstrukcji (rys. 29). Reper nie posiada dławicy, a przed zamulaniem chroni go korek z łu, w który wciśnięta jest rura

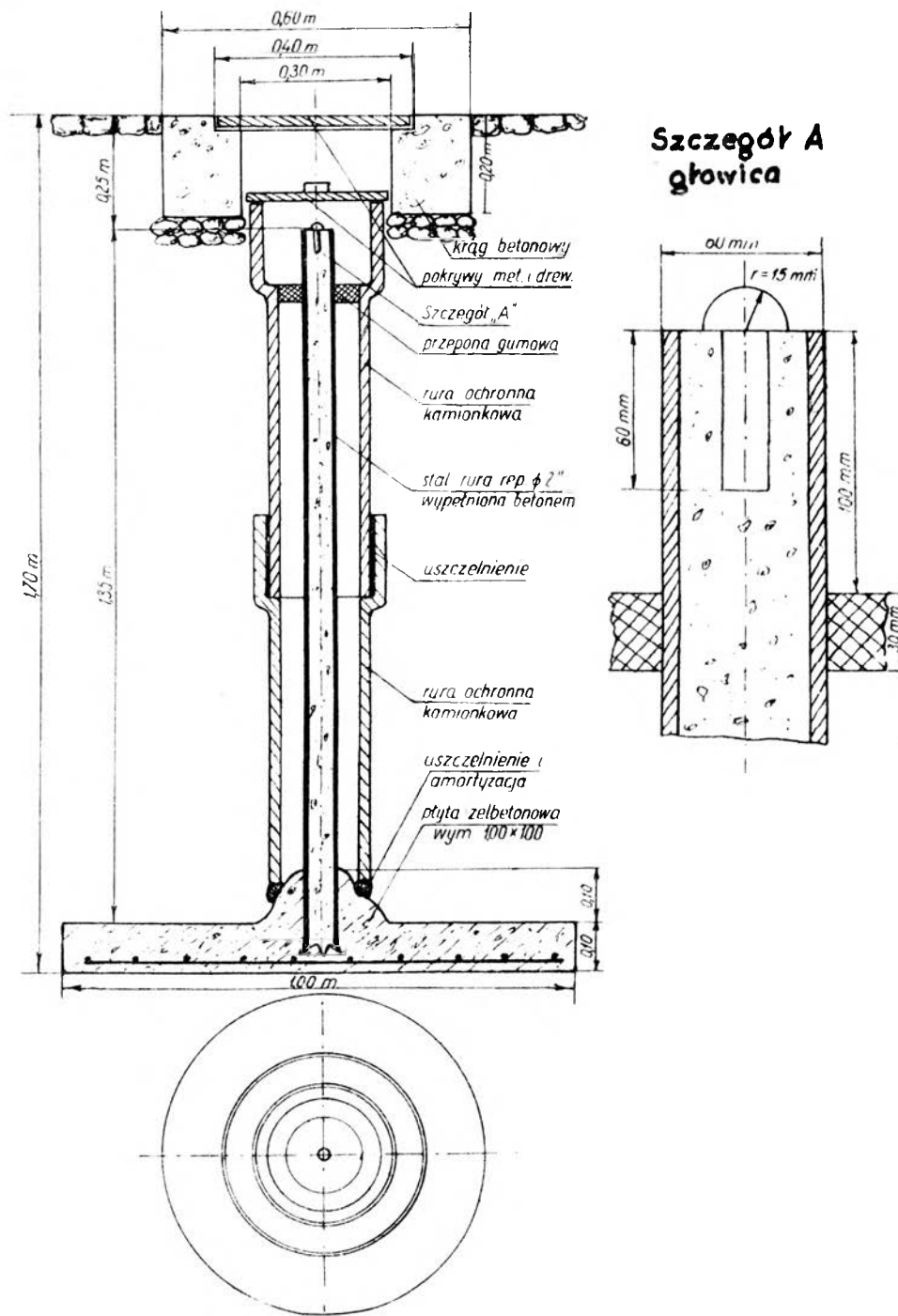
ochronna oraz warstwa izolacji bitumicznej na dnie. Pozostałe części składowe mogą być podobne do reperu omawianego poprzednio.

2. 2. 1. 3. Reper w formie pala. Najbardziej przydatnym będzie pal Strausa (wiercony). Wykonuje się go w następujący sposób: wierci się



Rys. 30. Stabilizacja stanowiska

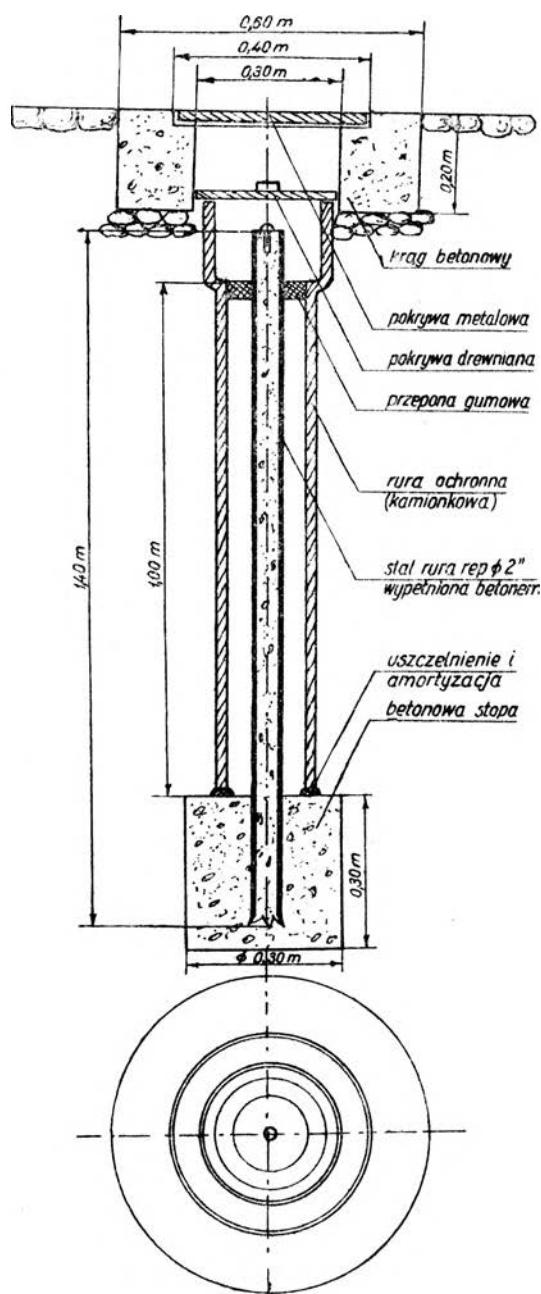
otwór o średnicy 25 — 40 cm i głębokości ok. 10 m. (zależnie od gruntu). Na dno otworu przy pomocy kubła z otwieranym dnem lub worka wysypuje się beton o małej zawartości wody i ubija go, podciągając równocześnie rurę wiertniczą. Beton zostaje wciśnięty w grunt, tworząc pal o nieregularnych pobocznicach, zwiększających wytrzymałość pala.



Rys. 31. Reper powierzchniowy „A”

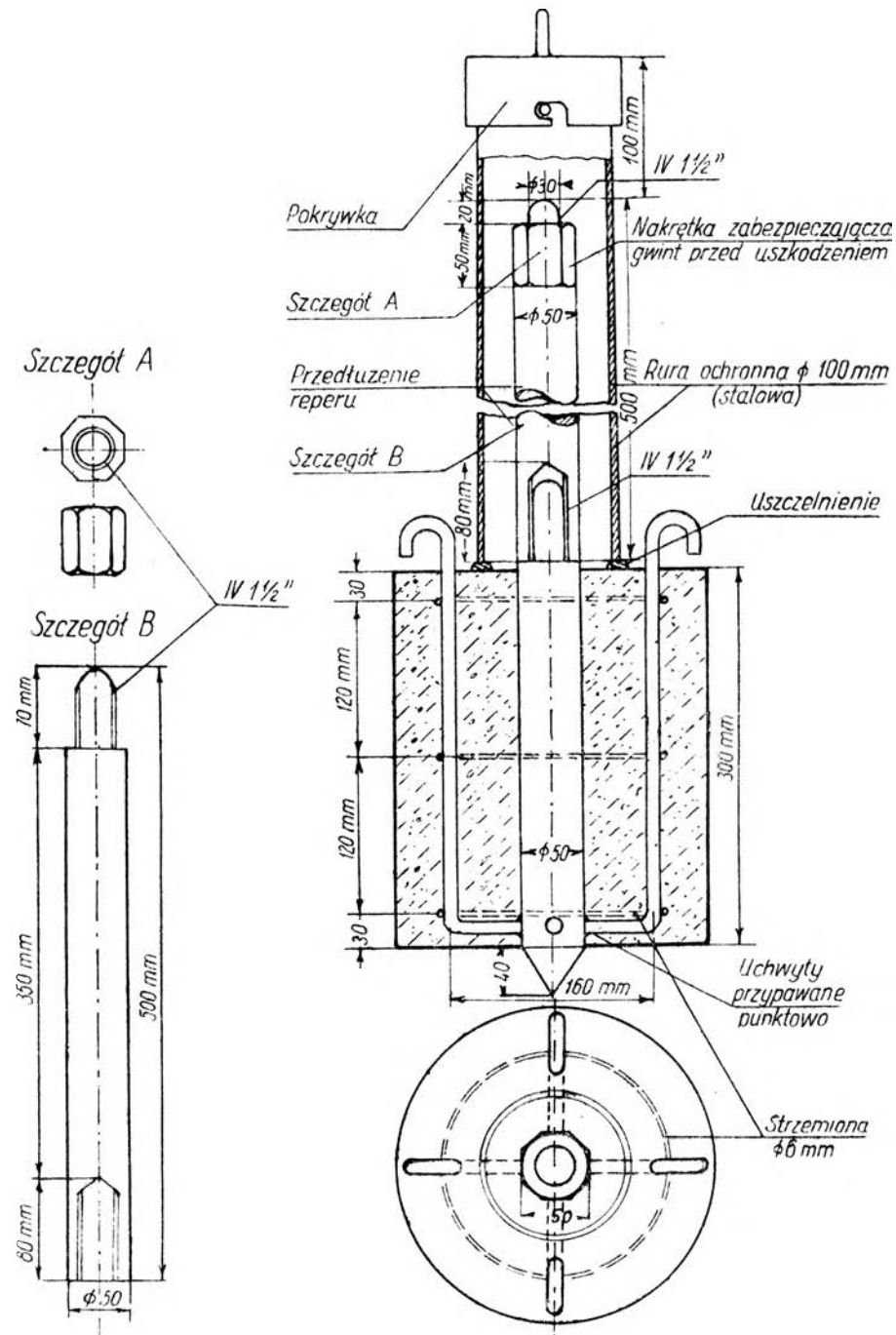
Pale tego typu są raczej niezbrojone lecz w warunkach w których może zaistnieć przerwanie ciągłości pala powinno się zastosować zbrojenie. Górną część pala na długości ok. 2 m od powierzchni należy wykonać w formie ostrosłupa ściętego o gładkich ścianach i obudować studzienką ochronną. Gładkie ściany wydatnie zmniejszają wpływ przesunięć gruntu wskutek zamrażania na stałość reperu. Jako właściwy punkt wysokościowy będzie służył trzpień wbetonowany w pal na długość kilkudziesięciu cm zakończony główką sferyczną z nierdzewnej stali.

2. 2. 1. 4. Repery ziemne o długości ok. 2 m. Mogą to być repery w formie zbrojonych słupków betonowych w formach drewnianych wprost w gruncie. Na dnie wykopu pod reper o średnicy ok. 1 m należy ułożyć warstwę kamieni, tłucznia lub cegły o grubości ok. 15 cm i połączyć tak wykonany fundament z właściwym słupkiem przy pomocy chudego betonu. Przy zasypywaniu dołu grunt należy starannie ubijać warstwami o grubości ok. 30 cm. Reper należy chronić przed uszkodzeniem przy pomocy studzienki najprostszego typu z kręgu betonowego, rury kamionkowej itp. Można również zastosować inne konstrukcje reperów, jak np. znak przedstawiony na rysunku 30 wykorzystany na terenie P.K. i N. jako punkt poligonowy.

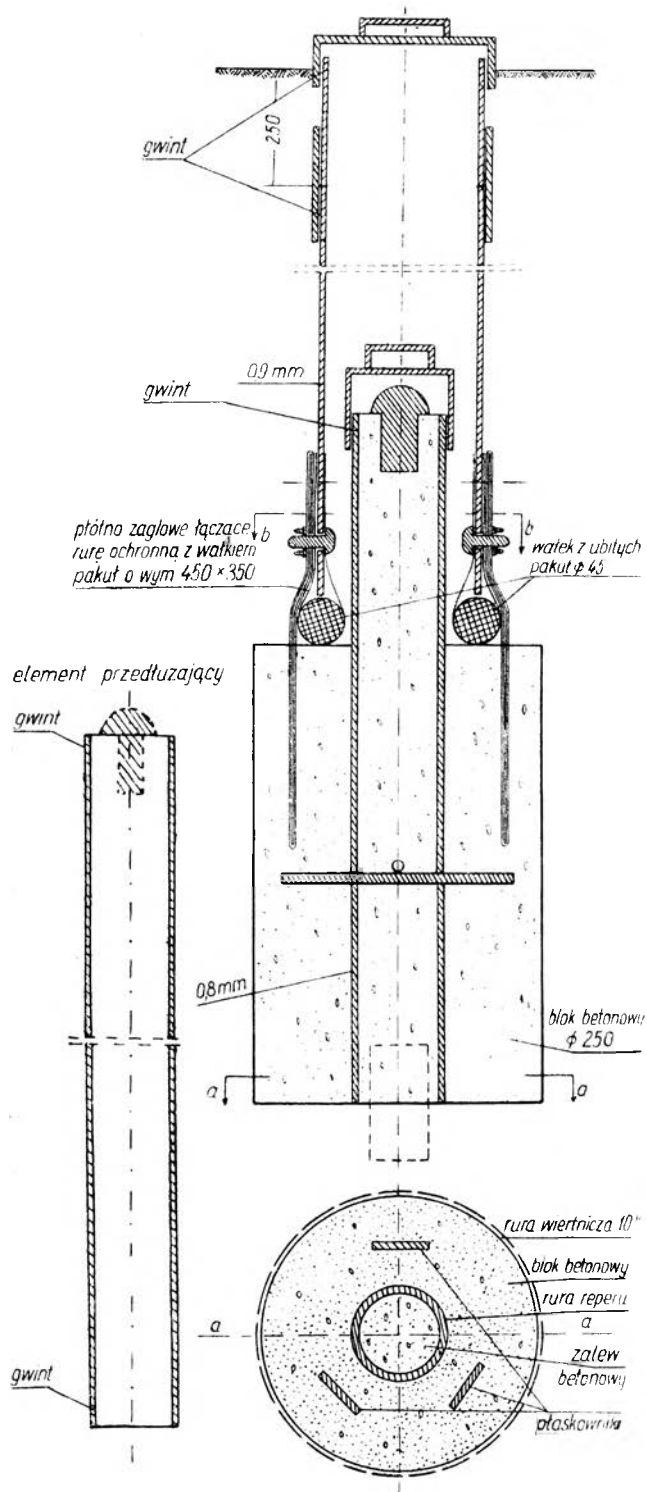


Rys. 32. Reper powierzchniowy „B”

Repery opisane powyżej wymagają pewnego okresu czasu do ustabilizowania się zależnego od rodzaju gruntu, wykonania itp. Orientacyjnie



Rys. 33. Przedłużany reper wgłębny



Rys. 34a. Reper wgłębny przedłużany szczelny

okres ten wynosi w przeciętnych warunkach ok. 1 miesiąca. Z wymienionych na wstępie powodów należy repery wykonać we wcześniejszym okresie, niż rozpoczęcie prac badawczych i budowlanych (tj. repery należy założyć co najmniej 1 miesiąc przed rozpoczęciem prac). Niezależnie od tego stałość reperów powinna być co pewien okres czasu kontrolowana.

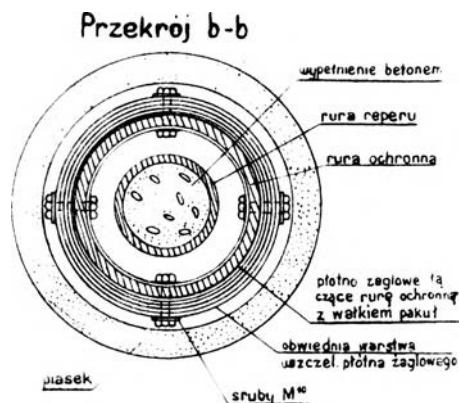
2. 2. 2. Repery na badanym obiekcie.

2. 2. 2. 1. Reper powierzchniowy (rys. 31, 32).

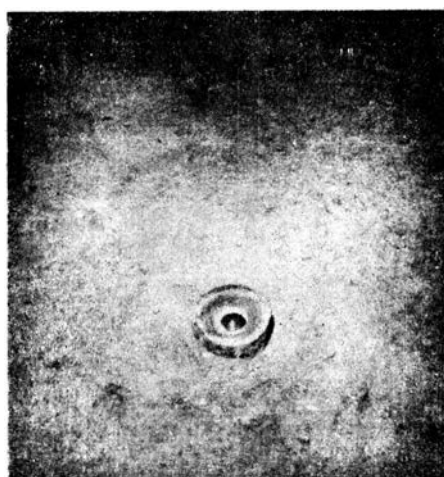
2. 2. 2. 2. Reper wgłębny (rys. 59 w I części pracy).

2. 2. 2. 3. Reper wgłębny przedłużany (rys. 33). Reper wgłębny przedłużany jest podobny do reperu wgłębnego opisanego w I części str. 240. Dodatkową częścią jest jeden lub kilka elementów, które przy pomocy gwintu można łączyć z reperem (rys. 33a) i przez to podnosić właściwy punkt wysokościowy. Ma to zastosowanie przy nieprzerwanym badaniu ruchów gruntu wykonanego wykopu (cz. I p. 3), a następnie podczas obciążenia przez wznoszony obiekt. Właściwy punkt wysokościowy (czasza, na którą stawia się łatę lub walec urządzenia taśmowego) po wykonaniu wykopu był na poziomie niższym niż projektowane dno fundamentu. Przez podnoszenie go przy pomocy wkręcanych elementów można go przedłużyć ponad płytę fundamentową. Ciągłość pomiaru może być zachowana poprzez zaniwelowanie reperu przed przedłużeniem, a następnie zaraz po przedłużeniu. Pomierzona w ten sposób długość wkręconego elementu pozwoli na określenie aktualnej wysokości reperu. Przy dużym parciu hydrostatycznym wody celowe będzie stosowanie reperu wgłębnego przedłużonego o konstrukcji jak na rysunku 34.

2. 2. 2. 4. Reper tzw. stropowy rys. 35 osadzany na stropach, płytach fundamentowych. Składa się z bolca ze sferyczną główką oraz rury ochronnej z przykrywą.



Rys. 34b



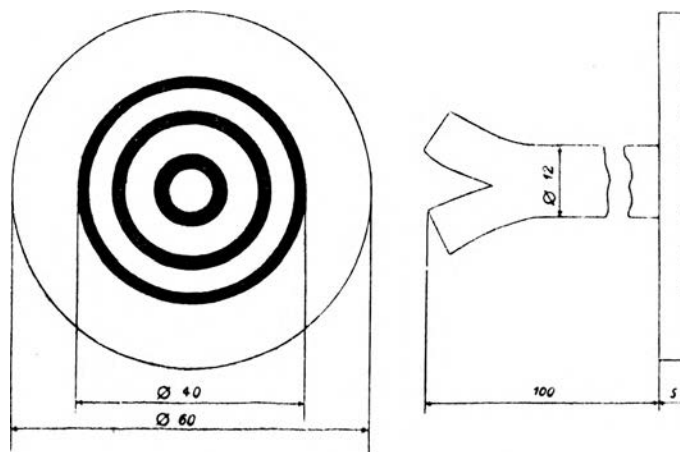
Rys. 35

2. 3. Stanowiska i sygnały (celowniki) do pomiaru przemieszczeń w płaszczyznach poziomych

2. 3. 1. Stanowisko instrumentu. Stanowisko może być zastabilizowane przy pomocy słupa z betonu lub cegły, na którym ustawia się instrument (bez statywu). Z reguły stosuje się automatyczne centrowanie teodolitu.

Mniej kosztowny sposób polega na zużytkowaniu słupków betonowych o długości 1,5 — 2,0 m (analogiczne jak repery) lub znaku jak na rys. 30, nad którymi centruje się teodolit na statywie. Najważniejsze wymagania:

- a) możliwie jak najlepsza stałość stanowiska — znak umieszcza się w dobrym gruncie, w oddaleniu od źródeł drgań, poza zasięgiem wpływu budowli (ok. $4 \times$ szerokość budynku lub wg kryterium podanego przy reperach głębinowych z zapasem 50% — 100%),
- b) założenie znaku poniżej poziomu zamarzania gruntu,
- c) dobre centrowanie ustawianego nad znakiem teodolitu. W głowicy słupka osadza się płytkę metalową lub bolec z naciętym krzyżem ewentualnie nawierconym otworkiem.



Rys. 36. Celownik tarczowy

2. 3. 2. Sygnały do kontroli stałości stanowiska. Najodpowiedniejsze znaki są w formie tarczki z naniesionym rysunkiem jednego lub kilku kół współśrodkowych (na rys. 36 i 36a pokazano znaki stosowane na Pałacu). Ilość kół powinna być jak najmniejsza żeby nie zaciemniać obrazu sygnału, a średnice tak dobrane, aby przy nacelowaniu kółko mieściło się między dwoma kreskami pionowymi teodolitu. Obraz kółka powinien być jednak nieco mniejszy (np. o 5 — 10" kątowych) od wartości kątowej rozstawu kreszek.

2. 3. 3. Sygnały na obiekcie. Długość celowej między stanowiskiem i obiektem jest znaczna (kilkaset metrów). W związku z tym sygnał może

mieć kształt tarczki, lecz z rysunkiem tylko jednego koła. Średnicę jego, jak w przypadku poprzednim, oblicza się następująco:

$$\frac{d}{2} < L \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}; \quad d = L \frac{\alpha}{\rho};$$

gdzie

α — rozstaw kątowy kresek teodolitu

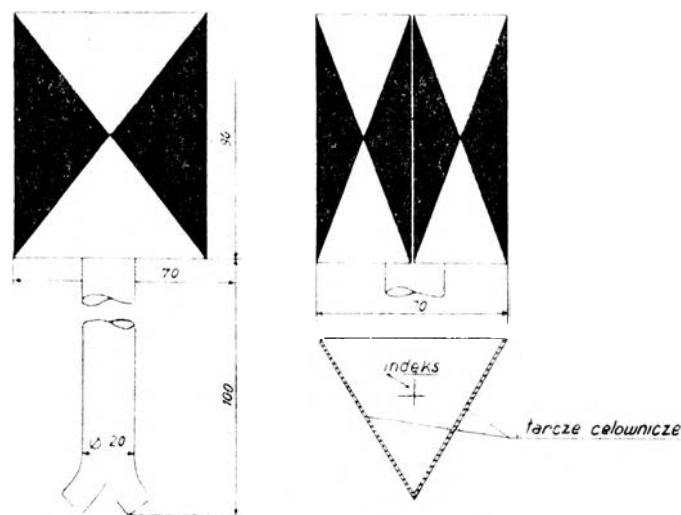
L — długość celowej.

Np. dla T3 $\alpha = 40''$ i dla $L = 500$ m

$$d < \frac{500000 \cdot 40}{206265} = 100 \text{ mm}$$

$$d = 80 \text{ mm}$$

W pracach na terenie P.K. i N. stosowano celowniki dwustronne (rys. 36a). W niektórych przypadkach jest możliwy pomiar odległości między



Rys. 36a. Celownik podwójny

sygnałami na tym samym poziomie. Z tego powodu należy sygnały zaopatrzyć (naciąć) w indeksy w formie krcseczek bądź kótek.

3. Próbné obciążanie gruntu

3. 1. Uwagi ogólne

Próbné obciążenie gruntu wykonuje się w celu otrzymania w warunkach polowych wielkości odkształceń gruntu pod wpływem jego obciążania lub odciążania. Wartości te pozwolą na obliczenie modułu ścisłości gruntu E , który z kolei można porównać z wartością otrzymaną z badań laboratoryjnych. Zasadniczo pomiar przesunięć wykonuje się przy pomocy czujników, a dla kontroli stosuje się niwelację precyzyjną. Za-

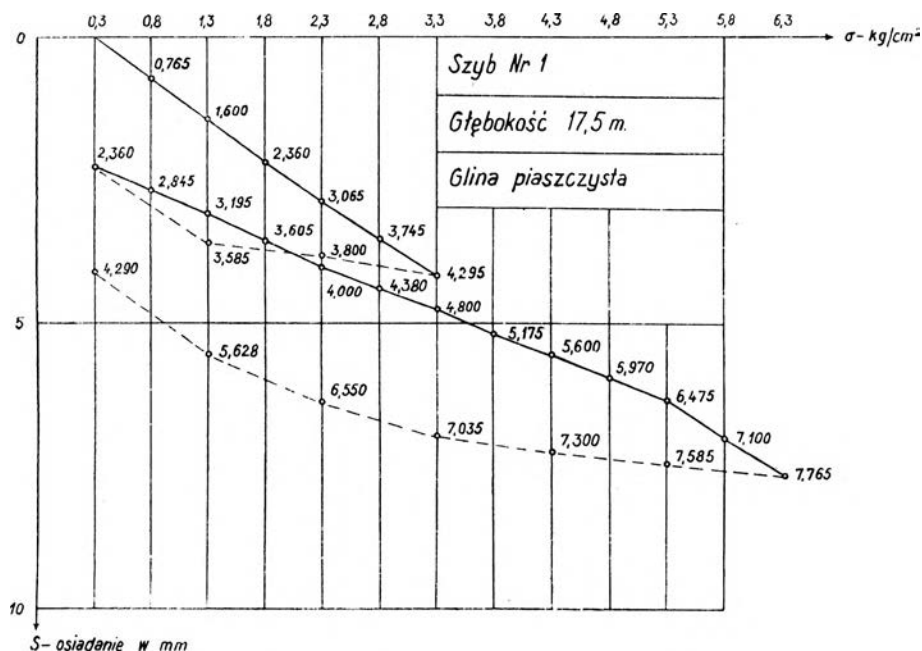
letą jej jest to, że daje ona bezwzględne wartości przesunięć (czujniki natomiast pozwalają na pomiar względny ruchu stopy urządzenia w stosunku do rury wiertniczej nie zawsze stałej podczas doświadczeń) oraz łatwość zachowania ciągłości obserwacji. Czujniki wskutek małego zakresu mierzalności (1—5 cm) mogą być uszkodzone przy znacznie większych osiadaniach stopy.

Przy próbnym obciążeniu gruntu na terenie P.K. i N. odsiadanie stopy mierzono czujnikami i kontrolowano niwelacją precyzyjną.

Sposób postępowania podano w I części pracy. Jako uzupełnienie podaje się niżej sposób graficznego przedstawienia wyników.

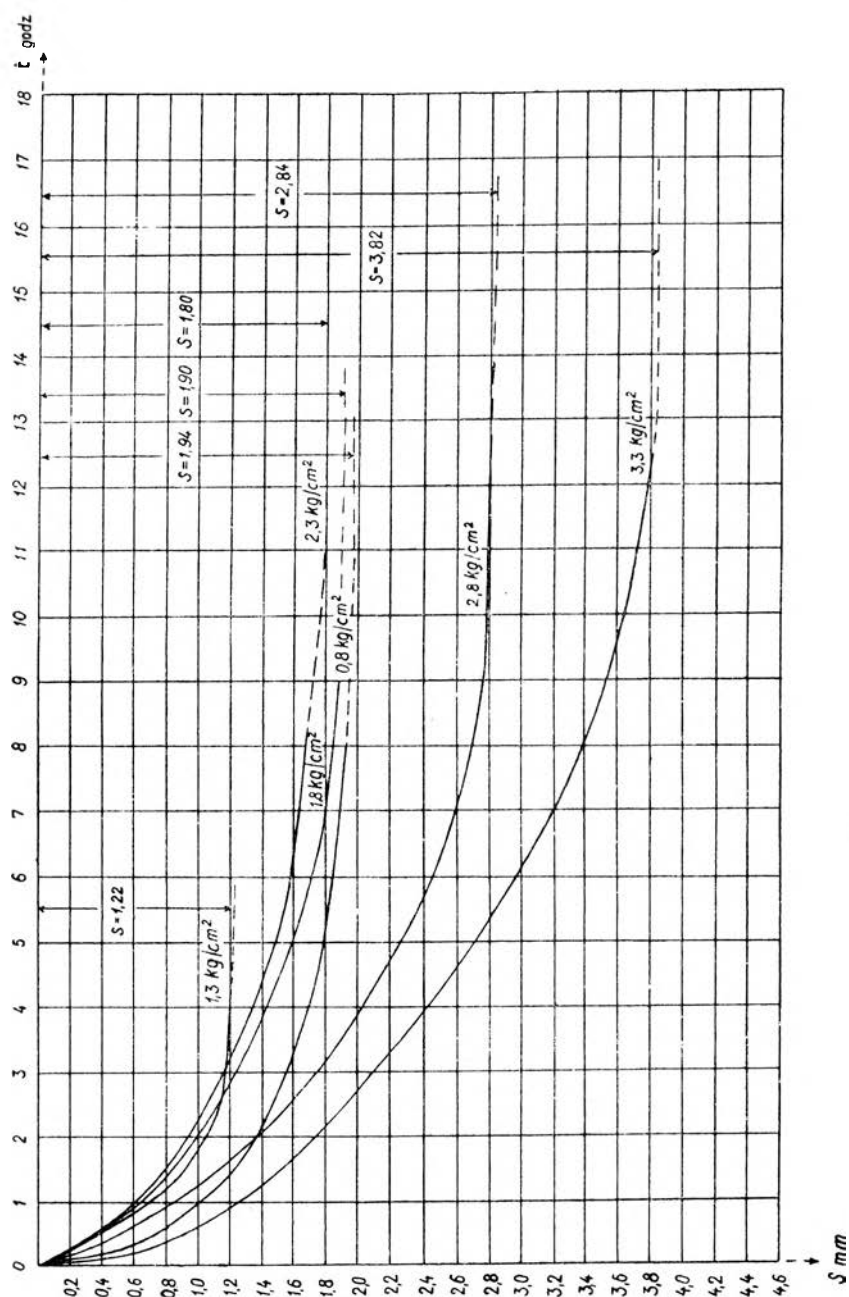
3. 2. Graficzne przedstawienie wyników

Ruchy stopy przedstawia się na dwóch wykresach; jeden z nich jest wykresem ścisłości gruntu (rys. 37), drugi wykresem osiadania w czasie, (rys. 38). Na obydwóch wykresach naniesiono osie z i y , do siebie prosto-



Rys. 37. Wykres ścisłości gruntu

padłe, skierowane w dół i w prawo. W pierwszym przypadku na osi „ z ” nanosi się przesunięcia stopy „ s ”, a na osi „ y ” naprężenia „ σ ” w kg/cm². W drugim — natomiast dla każdego stopnia obciążenia powstanie oddzielna krzywa, np. dla $\sigma = 1$ kg/cm², 2 kg/cm² itp. Na osi „ z ” nanosi się wielkości przesunięć „ s ”, na osi „ y ” czas „ t ”. Na wykresie można zgrupować kilka krzywych, przyjmując „ O ” przecięcia się osi za moment rozpoczęcia obciążenia niezależnie od daty.



Rys. 38. Krzywa osiadań w czasie

4. Badania hydrogeologiczne

4. 1. Uwagi ogólne

Badania hydrogeologiczne mają na celu wyjaśnienie wpływu wód gruntowych na cechy gruntu. Badania mogą być przeprowadzone w laboratorium i w terenie, przy czym duże znaczenie mają te ostatnie, ponieważ

pozwalają na wysnuwanie wniosków w oparciu o wyniki otrzymane w warunkach rzeczywistych.

Przykładem badań hydrogeologicznych może być próbne pompowanie wody, służące m.in. do obliczenia współczynnika filtracji gruntu „ k ”. Zabicie ten powoduje obniżenie poziomu wody gruntowej i związane z tym pewne ruchy gruntu w płaszczyźnie pionowej (czasami także i w poziomej). Pomiar przesunięć pionowych gruntu, wykonywany metodami geodezyjnymi na terenie P.K. i N. został opisany w I części pracy. Jako uzupełnienie podaje się rozmieszczenie znaków geodezyjnych przy tego typu pracach.

4. 2. Rozmieszczenie znaków geodezyjnych

Do obserwacji przesunięć pionowych gruntu potrzebne są dwa rodzaje reperów: repery stałe (nawiązujące) oraz specjalne, stabilizowane w obserwowanej (ruchomej) warstwie gruntu. W zależności od głębokości posadowienia stopy reperu mogą to być *repery powierzchniowe* (stopa tuż pod powierzchnią gruntu, najczęściej jednak poniżej linii zamarzania) lub *wgłębne* (stopa znajduje się na głębokości kilku lub kilkunastu metrów).

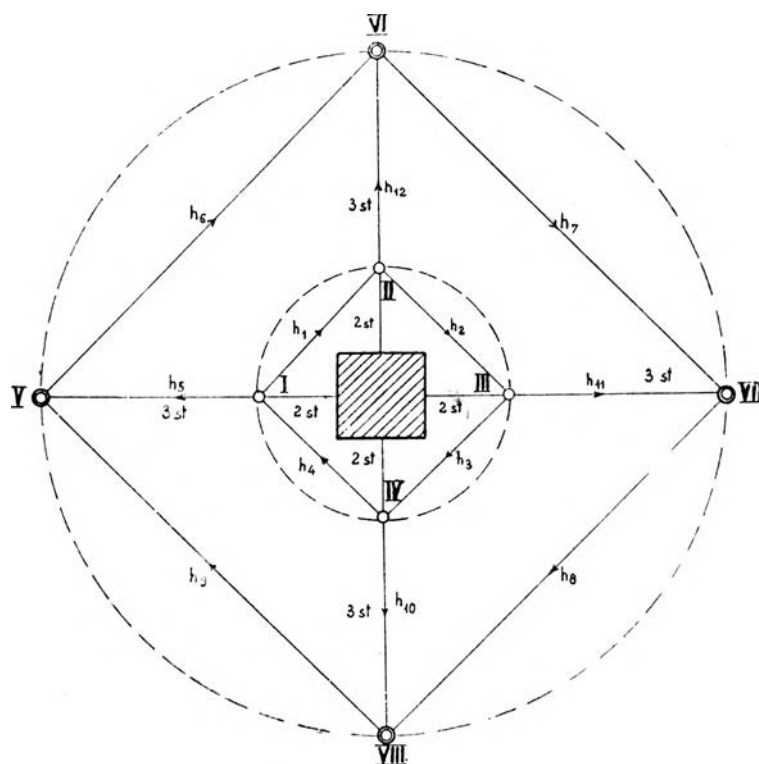
Rozmieszczenie reperów specjalnych (powierzchniowych lub wgłębnych) projektuje hydrogeolog łącznie z geodetą. Podaje on także przewidywany zasięg deformacji gruntu, który jest podstawą do opracowania przez geodetę projektu rozmieszczenia reperów stałych lub uzupełnienia sieci istniejącej.

Do najlepszych typów reperów nawiązujących będą należały ustabilizowane repery głębinowe, rozmieszczone w ten sposób, że tworzą figurę foremną w środku ciężkości której znajduje się obserwowany obiekt. Zaleca się wypływa stąd, że głębokie posadowienie stopy pozwala na usytuowanie reperów głębinowych bliżej badanego obiektu niż innego typu reperu, bez narażania się na większe ryzyko zmniejszenia ich wartości na skutek zmiany położenia. Znaczną rolę gra przy tym także mniejsza wrażliwość reperów głębinowych na ruchy powierzchniowe warstwy gruntu, duże zmiany poziomu wody gruntowej itp.

Należy jednak z naciskiem podkreślić, że dodatnie cechy reperów głębinowych wystąpią tylko wtedy, gdy proces ich ustabilizowania się nie trwa zbyt długo. Na przykład na terenie P. K. i N. 3 repery głębinowe rozmieszczone właściwie pod względem geometrycznym (tworzyły one trójkąt zbliżony do równobocznego, wewnątrz którego znajdował się Pałac, rys. 40) — nie spełniły całkowicie swego zadania, ponieważ ustabilizowanie ich nastąpiło dopiero po kilkunastu miesiącach od chwili założenia. Przez ten czas zachodziła konieczność wyznaczania ich przesunięć na podstawie sieci reperów ściennych przez co nie miały one charakteru reperów stałych. Dlatego w wypadku gdy stopa reperu głębinowego nie może być posadowiona na gruncie praktycznie nieściśliwym, należy bardzo

skrupulatnie rozważyć możliwość wykorzystania tańszych reperów ściennych lub ziemnych (płytkich).

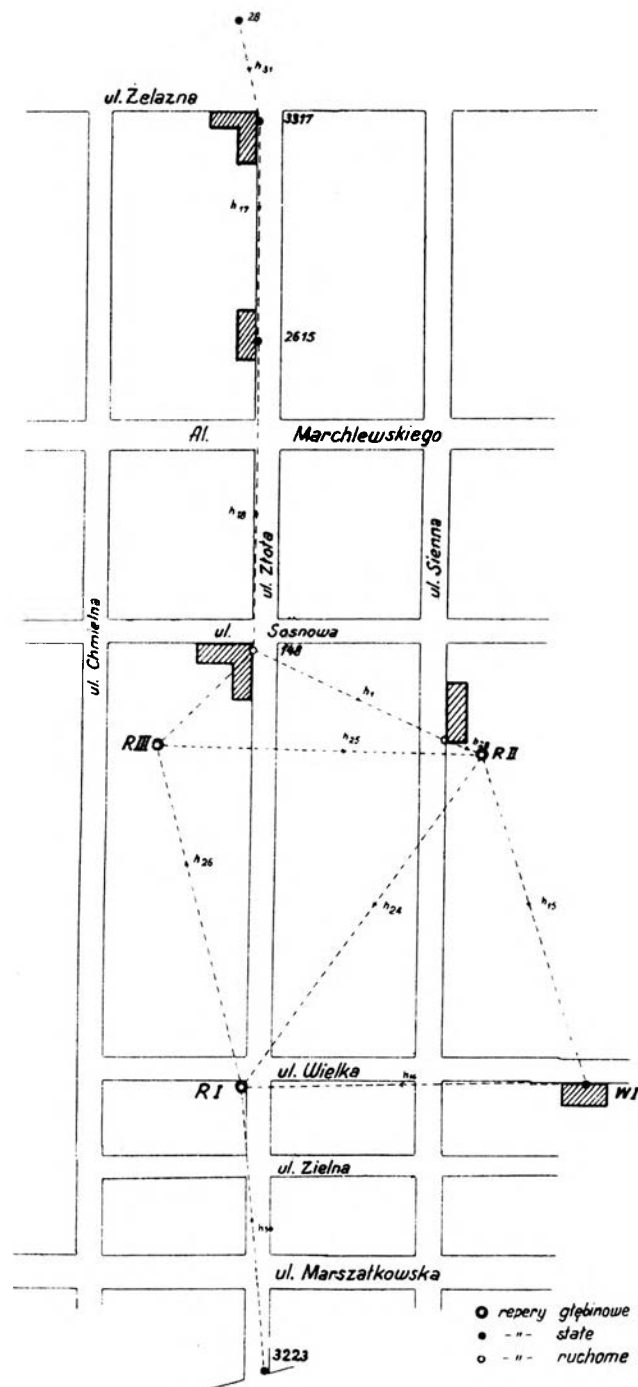
Przy istniejącej sieci niwelacji precyzyjnej, np. miejskiej, jest celowe włączenie jej reperów do projektowanej sieci służącej do obserwacji przesunięć. Znajomość rzędnych może być przydatna szczególnie, gdy powiększa się zasięg deformacji gruntu tak, że założona sieć nie może być uważana za wystarczającą. W tym przypadku różnice rzędnych można traktować jako wyniki pomiaru wyjściowego (postępowanie takie nie jest teoretycznie prawidłowe, ale często konieczne).



Rys. 39. Schemat sieci niwelacyjnej reperów stałych

Wytyczne do wyboru najwłaściwszego miejsca posadowienia reperów nawiązujących (stałych) podano przy omawianiu reperu głębinowego, zaś pożądany kształt sieci reperów ściennych lub ziemnych (płytkich) podano na rysunku 39. Przy projekcie rozmieszczenia reperów specjalnych powinno się zwrócić uwagę na odpowiednie ich zagęszczenie, które pozwoli na jasną interpretację otrzymywanych wyników np. przy pomocy warstwic, profilów itp.

Przy pomiarze przesunięć gruntu pod wpływem pompowania wody repery powierzchniowe lub wgłębne można rozmieścić promieniście w stosunku do punktu pompowania, zagęszczając je w najbliższym sąsiedz-



Rys. 40. Szkic sieci niwelacyjnej przy obserwacji reperów głębinowych

twie (orientacyjnie odległość pomiędzy reperami 5 — 10 m) i powiększając odległości do ok. 20 m w pobliżu granicy deformacji gruntu, powstałej na skutek tego zabiegu. Przy mniej ważnych pracach można rozmieścić repery na pewnym wycinku koła o kącie środkowym, np. 90° lub 180° i środkiem w punkcie pompowania.

Można także usytuować repery w formie siatki kwadratów lub prostokątów, zagęszczając je w miejscach przewidywanego, maksymalnego ruchu gruntu. Wydaje się jednak, że rozmieszczenie promieniste będzie bardziej właściwe. Repery należy osadzać w miejscach, w których byłyby jak najmniej narażone na zniszczenie, możliwie daleko od źródła drgań, które mogą skazać faktyczne ruchy gruntu pod wpływem zabiegów hydrogeologicznych.

4. 3. Sposób obliczania przesunięć z rzędnych

Sposób wykonania obserwacji i obliczeń przesunięć reperów (przez porównanie obserwacji wyjściowej i aktualnej i łączne wyrównanie) podano w I części pracy.

W uzupełnieniu omówiony zostanie sposób obliczenia przesunięć z różnic rzędnych, który mniej właściwy niż poprzedni, może być przydatny, szczególnie przy znacznych zmianach w ilości reperów w danej siatce, zmianach w warunkach geometrycznych sieci niwelacyjnej itp.

Rzędne reperów ruchomych w oparciu o stałe można liczyć metodą spostrzeżeń zawarunkowanych lub pośredniczących.

W przypadku pierwszym obliczenie rozpoczyna się od ustalenia, które repery nawiązujące można przyjąć za stałe na podstawie porównania różnic wysokości otrzymanych z ostatniej obserwacji z obserwacjami poprzednimi. Następnie układa się równania warunkowe, normalne, oblicza poprawki do różnic wysokości, rzędne oraz błędy ich wyznaczenia.

Przy metodzie spostrzeżeń pośredniczących są trzy rozwiązania:

1. Sprawdza się, które repery nawiązujące można uważać za stałe (sposób podano poprzednio), a następnie po przez równania błędów, normalne, dochodzi się do wartości rzędnych i ich błędów.
2. Repery nawiązujące uzmiennia się, czyli przypisuje im się odpowiednie błędy średnie, otrzymane na podstawie wyrównania (w tym przypadku, gdy repery te wchodziły do innej sieci np. miejskiej) lub a priori. Uzmiennienie reperów nie powoduje zniekształcenia dokładnie pomierzonego układu obserwacyjnego.

Sieć niwelacyjną wyrównuje się, oblicza rzędne reperów i błędy średnie rzędnych, a na ich podstawie stwierdza się, które repery nawiązujące są stałe. Znajomość aktualnego stanu reperów nawiązujących potrzebna jest do ewentualnego uzupełnienia sieci niwelacyjnej nowymi reperami stałymi.

3. Należy wspomnieć o obliczeniu przesunięć przy pomocy krakowianu transformującego [6], chociaż nie jest to obliczenie typowe dla rzędnych. Krakowian transformujący obliczony na podstawie obserwacji wyjściowej jest stały dla wszystkich następnych obserwacji. Przesunięcie reperów otrzymuje się jako wynik przemnożenia krakowianu transformującego przez krakowian wyrazów wolnych.

Wadą tego sposobu jest ograniczony zakres zastosowania — tylko przy niezmiennym układzie obserwacyjnym, ponieważ najmniejsza zmiana w sieci niwelacyjnej (w ilości reperów lub kształcie sieci) przekreśla jego zastosowanie.

Z wyżej wymienionych względów celowsze jest stosowanie wyrównania przez porównanie 2 obserwacji (część I, str. 270).

4. 4. Sposoby przedstawiania wyników

Obliczone wielkości przesunięć rzędnych wraz z błędami średnimi zestawia się w tabelę, z podaniem średniej daty obserwacji ew. czasokresu, danych dotyczących warunków atmosferycznych, stanu badań hydrogeologicznych (np. wielkość depresji wytworzonej w okresie między obserwacjami), stanu robót ziemnych w pobliżu reperów itp.

Oprócz danych liczbowych celowe będzie graficzne przedstawienie wyników przy pomocy następujących sposobów: a) warstwic, b) wykresów osiadań poszczególnych reperów w czasie, c) przekrojów, d) rysunku w rzucie aksonometrycznym.

- a) Na mapę sytuacyjną w możliwie dużej skali np. 1:500, 1:1000 nanosi się repery wraz z punktami pompowania wody lub inne elementy badań hydrologicznych. Na podstawie wielkości przesunięć reperów (przeważnie z dwóch obserwacji na jednym rysunku) interpoluje się warstwice. Odstęp między warstwicami nie powinien być mniejszy od 3-krotnego błędu średniego wyznaczenia przesunięcia reperu najniekorzystniej położonego: np. przy błędzie średnim $\pm 0,3$ mm interpoluje się warstwice co 1 mm. Sposób ten można zastosować przy odpowiednim zagęszczeniu reperów.
- b) Dla każdego reperu wykonuje się niezależny wykres, którego podstawą są dwie osie do siebie prostopadłe. Na jednej osi odkłada się daty obserwacji, na drugiej — przesunięcia. Na tym samym wykresie można nanieść np. krzywą depresji wody.
- c) Na prostą poziomą nanosi się repery, zgodnie z sytuacją w terenie, traktując ją jako stan wyjściowy położenia reperów. Na prostych prostopadłych do niej nanosi się w odpowiednim kierunku wartości przesunięć poszczególnych reperów. Przez połączenie tak wyznaczonych punktów otrzymuje się krzywą przesunięć reperów w danym przekroju. Na jednym wykresie można nanieść wyniki kilku obserwacji.

- d) Plastyczne przedstawienie ruchów obserwowanego obiektu da się osiągnąć przy pomocy rzutu aksonometrycznego.

Wyniki obserwacji odkształceń gruntu na terenie P.K. i N. były zestawiane w tabele i ilustrowane przy pomocy przekrojów.

5. Wyznaczanie wielkości odprężeń gruntu

5. 1. Uwagi ogólne

Ruchy gruntu na głębokości kilku lub kilkunastu metrów mogą być pomierzone metodami geodezyjnymi. Przykładem takich prac mogą być obserwacje odprężenia gruntu po wykonaniu wykopu pod część wysokości Pałacu.

Repery dostosowane do tego celu tzw. wgłębne (mogą być także wgłębne przedłużane) założono poniżej dna projektowanego wykopu (na głębokości ok. 10 m) i zaobserwowano je raz przed rozpoczęciem wykopu, drugi raz — po wykonaniu robót ziemnych i odciążeniu dna wykopu o wartość ok. 2 kg/cm².

Rodzaj użytego sprzętu, sposoby wykonania reperów wgłębnych, pomiaru i obliczeń podano w I części pracy.

5. 2. Rozmieszczenie znaków geodezyjnych

Do wykonania tego typu prac potrzebne są repery stałe oraz wgłębne. Rozmieszczenie reperów stałych nie będzie omawiane, gdyż zasady zostały podane w poprzednim rozdziale (p. 4. 2). Repery wgłębne stabilizuje się na miejscu projektowanego wykopu w ten sposób, aby tworzyły regularną siatkę kwadratów lub prostokątów. Na środku wykopu zagęszczenie reperów powinno być większe niż na skraju (odległości między reperami 5 — 15 m). Przy mniej ważnych obiektach można repery zastabilizować tylko na osiach projektowanego wykopu ze względu na znaczny koszt ich wykonania i założenia.

W celu zaobserwowania zasięgu deformacji gruntu pod wpływem obciążenia, należy poza zarysem wykopu założyć kilka reperów wgłębnych i powierzchniowych.

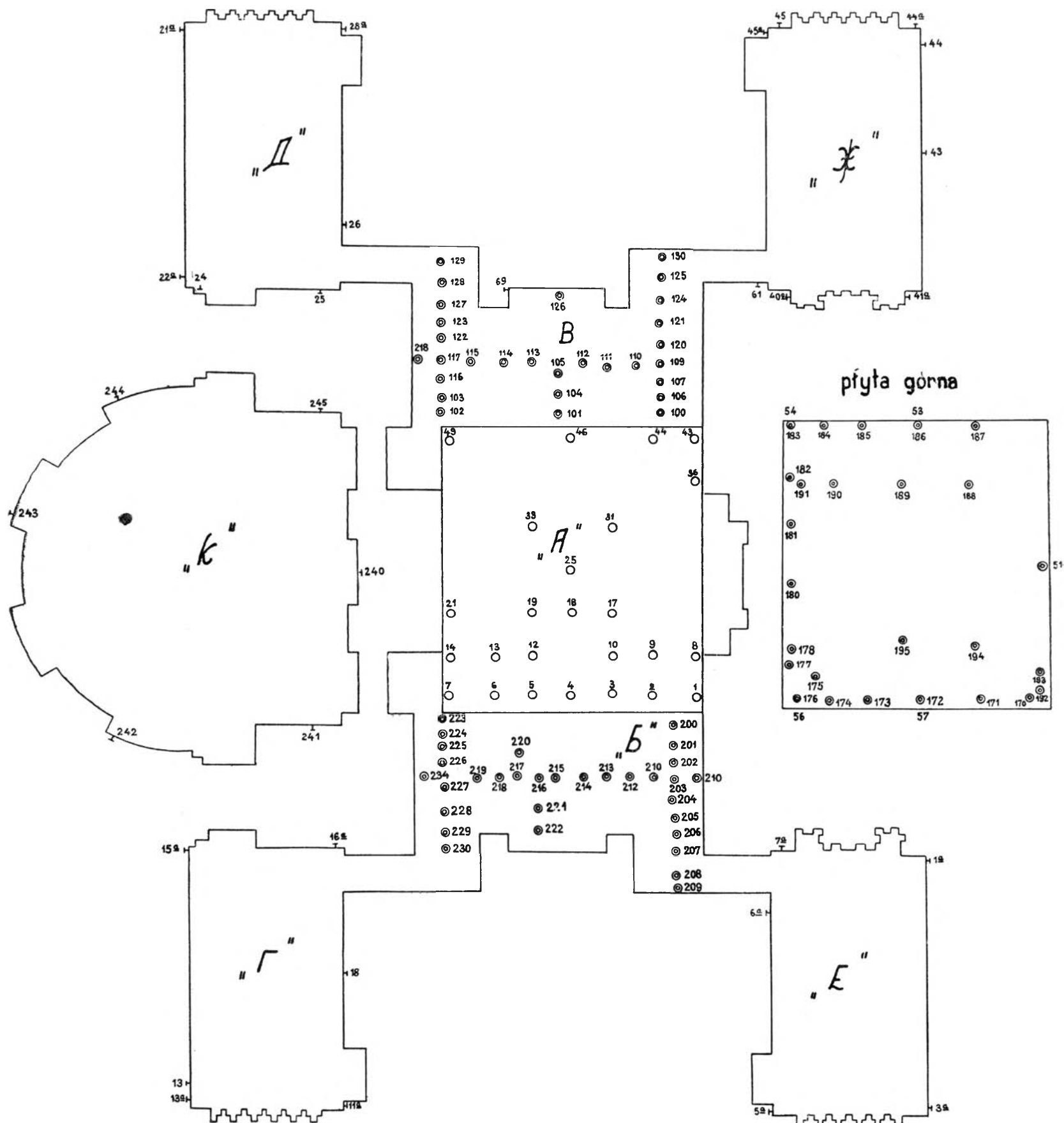
6. Pomiary odkształceń konstrukcji w płaszczyznach pionowych

6. 1. Uwagi ogólne

Celem pomiaru wielkości odkształceń jest kontrola założeń teoretycznych, sygnalizowanie takich wielkości odkształceń, które mogą niekorzystnie wpłynąć na stateczność budowy i inne.

Pomiarem przy pomocy metod geodezyjnych mogą być objęte różne części obiektu, a mianowicie:

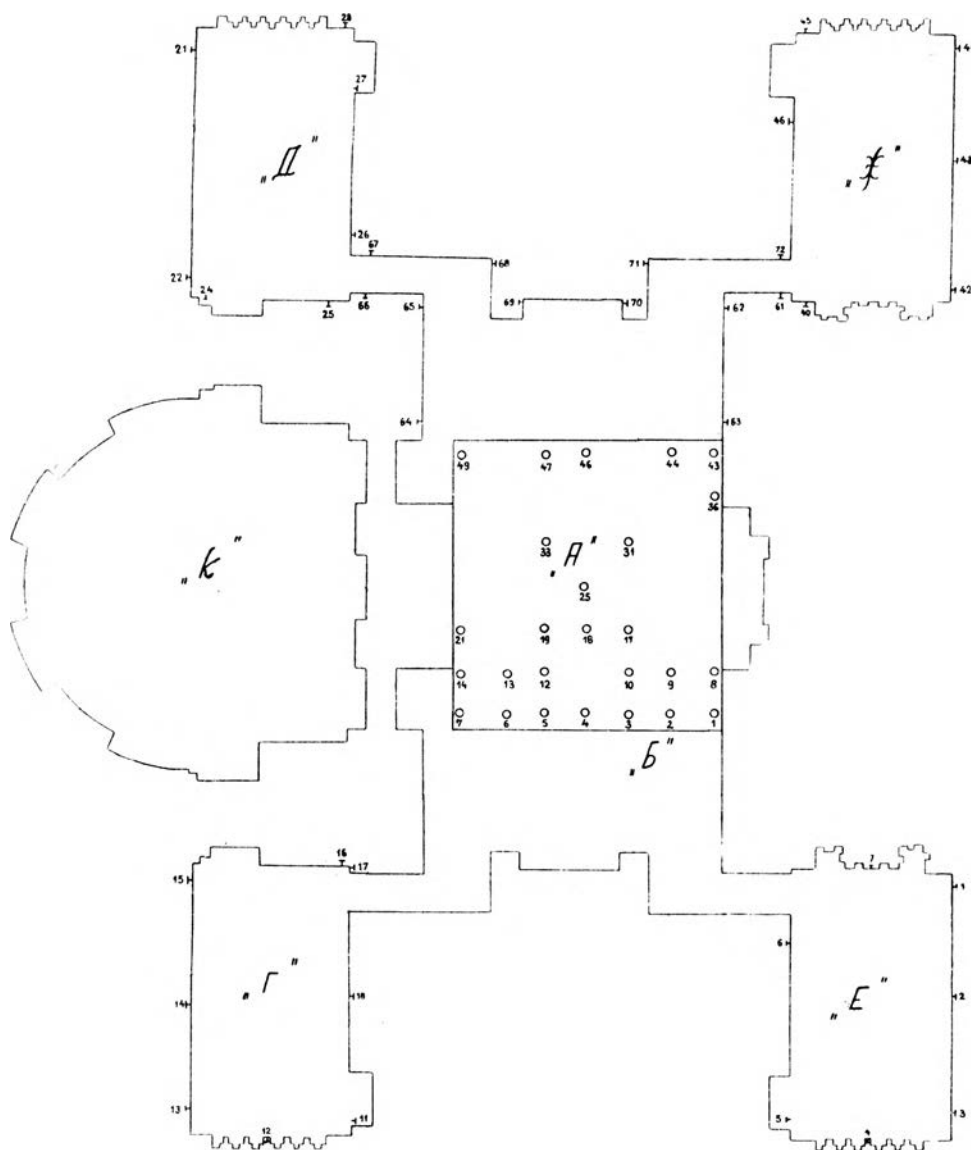
- a) fundamenty — przy fundamencie skrzyniowym płyta oparta na gruncie (dolna płyta), górna płyta fundamentowa i ewentualnie ściany łączące obie w/w płyty,



Rys. 42. Szkic rozmieszczenia znaków geodezyjnych na PKiN (stan z X. 1953 r.). Repery 1 — 49 usytuowane są na płycie dolnej. Płytę górną z rozmieszczeniem reperów wyniesiono poza zarys budynku.

- b) stropy nad piwnicami lub na wyższych kondygnacjach,
- c) elementy konstrukcji nośnych — słupy, mury itp.,
- d) łączne pomiary wszystkich elementów wymienionych w p. a, b, c.

Na terenie P. K. i N. poddano badaniom płytę dolną i górną fundamentu skrzyniowego części wysokościowej Pałacu, stropy nad piwnicami strefy B i Б oraz ściany zewnętrzne czterech pawilonów i sali kongresowej (rys. 41 i 42).



Rys. 41. Szkic rozmieszczenia znaków geodezyjnych na PKiN (w początkowym stadium obserwacji osiadań — stan z VI. 1953 r.). Repery od 1 do 49 usytuowane są na płycie dolnej

Do pomiaru pionowych ruchów budowli najwłaściwsze jest użycie niwelacji precyzyjnej. W niektórych, trudno dostępnych częściach budowli, może dać dobre wyniki niwelacja hydrostatyczna z zastosowaniem precyzyjnych urządzeń do tego celu dostosowanych. Urządzenia takie, skonstruowane w NRD, Czechosłowacji — na terenie P.K. i N. nie były stosowane.

W zależności od rodzaju badania i warunków trzeba będzie użyć różnych znaków geodezyjnych oraz zastosować różne sposoby pomiaru i obliczeń.

6. 2. Instrumenty i urządzenia

a) Komplet do niwelacji precyzyjnej. Nie wymaga omówienia.

b) Repery do badania odkształceń fundamentu. Repery te mogą być dwojakiego rodzaju: repery wgłębne przedłużane (rys. 33) p. 2. 2. 2. 3, które pozwolą na zachowanie ciągłości badań ruchów gruntu od czasu rozpoczęcia wykopu pod budowlę lub repery jak na rysunku 35, osadzone po wykonaniu fundamentu.

c) Repery do badania odkształceń stropu. Reper do badania odkształceń stropów może być identyczny jak drugi typ repera do badania fundamentu (rys. 35).

d) Repery ściennie.

e) Urządzenie z taśmą do pomiaru dużych różnic wysokości.

f) Przyrządy pomocnicze.

6. 3. Rozmieszczenie znaków geodezyjnych

Całość pomiaru odkształceń opiera się na dwóch rodzajach znaków: repery nawiązujące (stałe) i repery na budowli. Jako repery stałe najlepiej spełnią rolę ustabilizowane repery głębinowe, gdyż położone w pobliżu budowy pozwolą na dokładne wyznaczenie przesunięć reperów ruchomych. Orientacyjny błąd wyznaczenia przesunięcia wynosi:

$$m_p = m \sqrt{2n}$$

gdzie m — błąd średni różnicy wysokości na jedno stanowisko

n — ilość stanowisk.

Wielkość błędu m może być zmniejszona przez zastosowanie precyzyjnego sprzętu, wykonanie obserwacji przez dobrego obserwatora i w sprzyjających warunkach atmosferycznych. Natomiast wyraz $\sqrt{2n}$ jest wielkością stałą dla danego ciągu, która wydatnie wpływa na dokładność wyników. Można ją zmniejszyć jedynie przez posadowienie repera stałego możliwie blisko reperów ruchomych.

Dlatego między innymi repery głębinowe są o wiele korzystniejsze od reperów ściennych lub ziemnych (krótkich), gdyż najbliższy reper stały ścienny lub ziemny będzie musiał być przy tych samych warunkach gruntowych założony znacznie dalej od budowli niż głębinowy. Nie należy jed-

nak przy wyborze typu reperu i miejsca stabilizacji zapominać o poprzednich uwagach na ten temat podanych w p. 2. 2 i 4. 2.

Drugi rodzaj reperów, to repery na obiekcie. Umieszcza się je w miejscach najbardziej narażonych na odkształcenia, lecz dostępnych do pomiaru.

Przy pomiarze odkształceń płyty fundamentowej należy wykorzystać repery wgłębne przedłużane (rys. 33 i 34) oraz uzupełnić reperami typu stropowego (rys. 35) tak, aby łącznie tworzyły regularną siatkę kwadratów lub prostokątów na całej płycie (ewentualnie częściowo zagęścić repery na środku płyty). Wzajemne odległości między reperami powinny wynosić ok. 10 m, gdyż wtedy jest gwarancją dokładnego przedstawienia odkształceń obserwowanego elementu. Przy konstrukcji specjalnej fundamentu zagęszczenie takie może być za małe i dlatego należy rozpatrywać każdy przypadek indywidualnie.

Przy pomiarze odkształceń stropów, repery należy stabilizować na podporach lub w pobliżu, oraz na środku rozpiętości stropu. W wyniku pomiaru można otrzymać strzałkę ugięcia stropu oraz bezwzględne wielkości osiadania wszystkich jego części.

Oprócz reperów wewnątrz budynku należy założyć szereg reperów ściennych na zewnętrznych słupach nośnych, murach itp. Jest to ważne także z tego względu, że repery zewnętrzne są praktycznie zawsze dostępne do pomiaru, czego nie można powiedzieć o reperach wewnątrz budynku.

Bardzo pożądane byłoby zaobserwowanie wielkości i zasięgu wpływu obiektu na grunt. W tym celu wokół budynku należałoby obserwować repery powierzchniowe zastabilizowane przynajmniej po jego osiach w odległości np. 0,5 d , 1,5 d , 2,5 d i 4 d , gdzie d — szerokość budynku. Celowe byłoby wykorzystanie istniejących reperów, służących poprzednio do badań hydrogeologicznych i gruntowych i zachowanie ciągłości obserwacji ruchów gruntu.

Omawiane kryteria jakimi należy się kierować przy rozmieszczeniu znaków geodezyjnych były prawie w całej pełni uwzględnione na terenie Pałacu Kultury i Nauki. Rodzaj i rozmieszczenie reperów był następujący:

a) repery głębinowe (rys. 28 i 28a) — konstrukcja opisana w p. 2. 2. 1. 2.

Na terenie P.K. i N. repery głębinowe nie zostały zastabilizowane przed rozpoczęciem prac badawczych. Przyczyniły się do tego w pewnej mierze trudne warunki geologiczne i hydrogeologiczne. Stopy 3 reperów R_I , R_{II} , R_{III} posadowiono w ilach poznańskich (z braku skał) na głębokości ok. 80 m poniżej powierzchni gruntu. Usytuowanie ich w stosunku do obiektu jest prawidłowe (rys. 40).

Ze względu na stosunkowo mały obszar placu budowy nie można było posadowić reperów w miejscach oddalonych od źródła drgań i wstrząsów. Szczególnie narażone na nie były repery R_I , który znalazł się obok

szyny wielkiego dźwigu portalowego oraz R_{II} położony przy drodze w dużym ruchu samochodowym (transport ziemi). Natomiast R_{III} założony był w miejscu najbardziej korzystnym. Po całkowitym zakończeniu budowy reperów głębincowych w celu kontroli ich stałości nawiązano je do sieci niwelacyjnej wykorzystanej uprzednio do prac związanych z badaniami hydrogeologicznymi i gruntowymi (rys. 40). Sieć ta różniła się bardzo od podanej na rys. 39 jako pożądanej. Kształt był zbyt wydłużony w kierunku wschód-zachód a nie było ciągów w kierunku północ-południe które wzmacniałyby całą konstrukcję siatki.

Przyczyny takiego stanu rzeczy były następujące:

- a) warunki terenowe które nie pozwalały na posadowienie reperów w kierunku południowym (kolej) oraz brak odpowiedniego miejsca w kierunku przeciwnym;
- b) zbyt długie stabilizowanie się reperów głębinowych. Wykonawcy prac niwelacyjnych byli przekonani o szybkiej ich stabilizacji, a w związku z tym o zbędności poprzedniej sieci na dłuższy okres czasu. W miarę możliwości rozszerzano sieć w kierunku północnym, lecz okres trwałości reperów był ograniczony pracami rozbiórkowymi i oczyszczaniem terenu. Repery na budowli zakładało wraz z postępem prac budowlanych radzieckie kierownictwo budowy P.K. i N.

6. 3. 1. Część wysokościowa — strefa A

Po zabetonowaniu części dolnej płyty fundamentowej założono pierwsze repery typu stropowego (rys. 35) w miejscach na ten cel przewidzianych tj. tak aby tworzyły na całej płycie regularną siatkę prostokątów (rys. 41, 42). W miarę postępu prac budowlanych powiększała się ilość reperów. Pewne zahamowania prac geodezyjnych przy pomiarze osiadań wynikały na skutek zastabilizowania niewłaściwych reperów w północnej części płyty fundamentowej.

Po zakończeniu budowy górnej płyty fundamentu skrzyniowego (na wysokości ok. 7 m od dolnej) założono na niej początkowo 9 reperów służących do nawiązania reperów znajdujących się na płycie dolnej, oraz kontroli zachowania się powiązanych ze sobą elementów konstrukcji. Dla umożliwienia nawiązania niwelacyjnego przy użyciu urządzenia taśmowego, w płycie górnej pozostawiono otwory leżące w pionie reperów zastabilizowanych na dolnej płycie fundamentowej.

Rozmieszczenie reperów w początkowej i następnej fazie obserwacji pokazano na rysunkach 41 i 42.

6. 3. 2. Pawilony boczne Д, Ж, Г, Е, sala kongresowa K

Na rysunkach 41 i 42 pokazano rozmieszczenie reperów ściennych osadzonych na murach pawilonów i sali kongresowej podczas ich budowy. Po wykonaniu częściowego oblicowania pawilonów przy pomocy grubych (ok. 10 cm) płyt granitowych na wysokość ok. 1,2 m, założono na nich no-

we repery w formie stojących czopków, wystających ponad płytę ok. 1 cm; które związane niwelacyjnie z poprzednimi. W ten sposób nie została przerwana ciągłość pomiaru osiadań nawet po zniszczeniu w początku założonych reperów ściennych na skutek prac przy licowaniu budynków.

6. 3. 3. Pawilony B. 5

Pawilony powyższe stykają się z częścią wysokościową Pałacu. Zachodziła obawa, że mogą się przechylać na skutek dość znacznych różnic w osiadaniu sąsiadujących obiektów. Dla uchwycenia tego zjawiska założono po kilka szeregów reperów typu stropowego, prostopadle do stykających się ścian na stropach I kondygnacji pawilonów (rys. 42).

6. 4. Sposób wykonania obserwacji

Pomiar odkształceń w płaszczyźnie pionowej wykonuje się przy pomocy niwelacji precyzyjnej. Niewielkie różnice w organizacji pracy będą występowały w zależności od rodzajów reperów nawiązujących (głębinowe ustabilizowane, czy sieć reperów ściennych lub ziemnych płytkich). Tak w jednym jak i drugim przypadku całą budowę dzieli się na części tzw. segmenty. Segmenty należy tak wybierać, aby sieć osadzonych tam reperów stanowiła pewną całość, której pomiar może być wykonany tymi samymi narzędziami o tej samej dokładności (np. płyta fundamentowa, strop. itp.) Repery powinny tworzyć w miarę możliwości obwodnice zamknięte i być zaniwelowane do co najmniej dwóch reperów nawiązujących. Konieczność podziału sieci reperów na części jest spowodowana przede wszystkim dążeniem do skrócenia czasu obserwacji reperów założonych na danej części obiektu, łatwiejszą kontrolą prac, oraz skróceniem procesu obliczeniowego. Repery na budowli ulegają stale przesunięciom i dlatego interwał czasu obserwacji i związana z tym wielkość segmentu powinny być tak dobrane, aby ruch reperów w tym okresie nie wpływał praktycznie na obniżenie dokładności wyników. W praktyce należy postępować w następujący sposób:

- a) oblicza się przeciętne osiadanie danej grupy reperów w ciągu doby na podstawie wzorów z mechaniki gruntów, ewentualnie w oparciu o prace podobne lub o wyniki jednej serii pomiarów wykonanych w odstępie np. 2 tygodni;
- b) zakłada się dopuszczalną, nieszkodliwą dla dokładności wielkość osiadania dla reperu zaniwelowanego na początku i końcu obserwacji segmentu np. połowę wartości średniego błędu przesunięcia;
- c) określa się moc produkcyjną zespołu niwelacyjnego, po czym na podstawie p. a, b, c i przesłanek indywidualnych dla danego obiektu projektuje się rozmiary segmentu;
- d) opracowuje się kolejność niwelowania reperów, biorąc pod uwagę konieczność zmniejszenia wpływu ich osiadania na rezultat pomiarów.

Najlepiej byłoby niwelować idąc od reperu nawiązującego, poprzez ruchome do następnego nawiązującego, ew. w pierwszej kolejności zaniwelować repery ruchome, a następnie nawiązać je do reperów stałych.

Należy pamiętać o kontroli stałości reperów nawiązujących (poprzez niwelację całej sieci reperów ściennych lub ziemnych, lub przy reperach głębinowych — pomiar różnic wysokości między nimi) raczej przed wykonaniem niwelacji segmentów, ponieważ na tej podstawie można wybrać odpowiednie repery stałe, które w dalszym ciągu będą służyły do nawiązania reperów ruchomych.

Z trudniejszym zadaniem ma się do czynienia przy pomiarze i nawiązaniu reperów ruchomych, leżących na różnych poziomach (kondygnacjach). W takim przypadku nie wystarczy niwelacja przy użyciu łąty, lecz zajdzie konieczność użycia urządzenia z taśmą. W pierwszej kolejności niweluje się wszystkie repery na kondygnacji, z której uda się zaniwelować je do reperów nawiązujących tylko przy użyciu łąty. Następnie przystąpić należy do prac na innym (niższym lub wyższym) poziomie, poprzez zaniwelowanie reperów tam leżących i połączenie z reperami na poprzedniej kondygnacji. Wzajemnie powiązane przy pomocy urządzenia z taśmą muszą być co najmniej 3 repery (celem kontroli prac i uzyskania jak najprawdopodobniejszych różnic wysokości między reperami na obu poziomach). Wykonuje się je w następujący sposób:

Statyw z bloczkiem ustawia się na wyższym poziomie i przez otwory w stropie opuszcza się taśmę z walcem do styku z główką reperu. Na reper przewidziany do nawiązania (najbliższy w stosunku do statywu) ustawia się łątę i wykonuje niwelację podobnie jak na dwie łąty (na taśmie zawiesza się łątkę niwelacyjną).

Technika pomiaru podobna jest do niwelacji reperów wgłębnych (część I. p. 3) z udogodnieniami wynikającymi z możliwości regulowania prawidłowego ustawienia walca na reperze. Pozwoli to na wyeliminowanie niekorzystnych wpływów tam spotykanych, jak niepionowe położenie taśmy, niecentryczne ustawienie walca na główce reperu itp.

Dokładność obserwacji będzie nieco mniejsza niż przy użyciu tylko łąty i aby osiągnąć podobny rząd dokładności należy zwiększyć ilość odczytów, ustawiając na nowo walec, i mierzyć temperaturę taśmy z odpowiednią dokładnością.

Pożądane byłoby stosowanie taśmy inwarowej, ponieważ mały współczynnik rozszerzalności liniowej inwaru pozwoli na praktyczne wyeliminowanie wpływu błędu pomiaru temperatury na długość taśmy, a tym samym na różnicę wysokości między reperami ruchomym i stałym. Przy użyciu taśmy stalowej pomiar temperatury musi być dokładniejszy niż poprzednio. Stosować można termometry rtęciowe przymocowane do taśmy, termometry termistorowe (wykorzystanie półprzewodników), bądź termometry różnego typu np. czerpakowe mierzące temperaturę powietrza, którą utożsamia się z temperaturą taśmy.

Dokładność pomiaru temperatury można uzależnić od przyjętego błędu wyznaczenia długości taśmy ΔVt .

Błąd pomiaru temperatury spowoduje w rezultacie błąd wyznaczenia długości taśmy.

$$L = L_0 (1 + \alpha \cdot t)$$

gdzie L — długość taśmy w temp. pomiaru

L_0 — długość taśmy w temp. komparacji

t — różnica temp. pomiaru i komparacji

poprawka

$$V_t = L - L_0 = L_0 \alpha \cdot t$$

zaś jej błąd

$$\Delta Vt = L_0 \cdot \alpha \cdot \Delta t$$

stąd

$$\Delta t = \frac{Vt}{L_0 \cdot \alpha}$$

Przy założeniu że: a) $\Delta Vt = \pm 0,05$ mm b) $\Delta Vt' = \pm 0,1$ mm
dla warunków istniejących na terenie P.K. i N. otrzymano:

$$L_0 = 7000 \text{ mm} \quad \alpha = 0.000012$$

$$\text{a) } \Delta t = \frac{\pm 0.05}{7000 \cdot 0.000012} \approx \pm 0.6^\circ\text{C}$$

$$\text{b) } \Delta t' = \frac{\pm 0.1}{7000 \cdot 0.000012} \approx \pm 1.2^\circ\text{C}$$

Ze względu na stosunkowo stałą temperaturę powietrza podczas obserwacji wewnątrz Pałacu, przyjmowano ją jako temperaturę taśmy. W momencie odczytywania taśmy niwelatorem określano kilkakrotnie temperaturę powietrza na kilku poziomach przy pomocy termometrów rtęciowych. Średnie z pomiaru służyły do obliczenia poprawki termicznej.

Przebieg obserwacji osiadań na Pałacu miał następujący przebieg: w pierwszej kolejności kontrolowano stałość sieci reperów nawiązujących, w skład której wchodziły także repery głębinowe (rys. 41 i 42). Niwelację rozpoczynano od krańca sieci (repery 28, 3317) poprzez repery głębinowe R_I , R_{II} , R_{III} i kończono na reperze 3223, tworząc w miarę możliwości obwodnice zamknięte.

Następnie w nawiązaniu do reperów głębinowych niwelowano poszczególne części pałacu: a) płytę górną i dolną fundamentu części wysokościowej; b) mury pawilonu E, Γ ; c) mury pawilonu $\mathcal{K}$, Δ ; d) mury sali kongresowej K; e) strop nad piwnicami w strefie B i $\mathcal{B}$.

W segmentach wymienionych w p. a, e — niwelowano w pierwszej kolejności repery ruchome, a nawiązywano je do dwóch reperów głębino-

wych. W pozostałych — rozpoczynano pomiar od głębinowego poprzez repery na budowli i nawiązywano do drugiego repery głębinowego. Technika pomiaru nie różniła się od opisanej poprzednio. Codziennie przed obserwacją sprawdzano równoległość osi celowej i libeli, a w miarę potrzeby rektyfikowano libelę niwelatora i przy łącie. Niwelowano w dwóch kierunkach bez zmiany horyzontu niwelatora na stanowisku. Kryteria dokładności stosowane przy niwelacji podano w I części pracy p. 4. 4 str. 267. Powiązanie reperów położonych na dolnej i górnej płycie fundamentowej wykonywano przy pomocy urządzenia z taśmą, które wykorzystano poprzednio do pomiaru reperów wgłębnych (patrz część I p. 3).

6. 5. Sposób wykonania obliczeń

Obliczenia wielkości odkształceń obiektu nie mogą być zgeneralizowane, lecz rozdzielone na poszczególne fragmenty podobnie jak to miało miejsce przy pomiarach.

Wyniki niwelacji poszczególnych segmentów zestawia się w tabelę, z uwzględnieniem różnic między pomierzonymi różnicami wysokości w kierunku głównym i powrotnym, na podstawie których oblicza się błąd średni typowego spostrzeżenia przed wyrównaniem (najczęściej średni błąd różnicy wysokości na jedno stanowisko).

Zestawienie takie wykonuje się w pierwszym rzędzie dla sieci reperów nawiązujących, sprawdzając następnie przez porównanie różnic wysokości (z obserwacji wyjściowej i aktualnej, stałość tych reperów) na podstawie kryterium:

$$m_r \leq m \sqrt{2n}$$

gdzie m — błąd średni różnicy wysokości na 1 stanowisku

n — ilość stanowisk

m_r — dopuszczalna wartość różnicy między przewyższeniem z 2 obserwacji.

W dalszym ciągu wykonuje się wyrównanie sieci reperów nawiązujących z obliczeniem błędu średniego typowego spostrzeżenia po wyrównaniu, który powinien być w wypadku stałości reperów, tego samego rzędu co analogiczny błąd przed wyrównaniem. Najwłaściwiej byłoby wykonać obliczenia przesunąć przez porównanie różnic wysokości z obserwacji aktualnej i wyjściowej (przykład podano w I części pracy), lub gdy to jest niemożliwe — przy pomocy rzędnych. Należy jednak zdecydować wybór jednolitego sposobu obliczeń dla całego obiektu — albo obliczenie przesunąć przez porównanie obserwacji wyjściowej i aktualnej, albo przy pomocy rzędnych.

Niezależnie od wyboru sposobu wyrównania poprzednio zestawione różnice wysokości dla poszczególnych segmentów obiektu wykorzystuje się do dalszych obliczeń z odpowiednimi wagami. W ogólnej postaci wagę

p_i dla różnicy wysokości między dwoma reperami można przedstawić w następującej postaci:

$$p_i = \frac{1}{m_i^2}$$

gdzie m_i — średni błąd różnicy wysokości danego przęsła lub podstawiając:

$$m_i = m \sqrt{n}$$

gdzie m — średni błąd różnicy wysokości na 1 stanowisku otrzymuje się:

$$p_i = \frac{1}{m^2 \cdot n}$$

Wzór powyższy można także napisać w uproszczonej formie:

$$p_i = \frac{1}{n}$$

w przypadku, gdy dla całego obiektu średni błąd różnicy wysokości na stanowisku będzie w przybliżeniu taki sam.

Nie można tego powiedzieć np. przy niwelacji reperów położonych na dwóch kondygnacjach, gdzie część pomiaru wykonuje się przy pomocy łąty, część natomiast przy użyciu urządzenia z taśmą. Różnice w dokładności pomiaru różnic wysokości na poszczególnych przęsłach będą miały szczególne znaczenie przy łącznym wyrównaniu obserwacji reperów dwóch poziomów.

W stworzonej w ten sposób niwelacji sieci przestrzennej (rys. 43 i 44) należy dobierać dla każdego przęsła odpowiednie wagi.

Na błąd pomiaru przy użyciu taśmy składają się:

- a) błąd niwelacji m_n — od reperu do taśmy.

Można go określić z wzoru: $m_n = m \sqrt{n}$

gdzie m — średni błąd różnicy wysokości na jedno stanowisko oblicza się z rozbieżności między niwelacją w kierunku głównym i powrotnym przęsła danego segmentu, lub przyjmuje a priori na podstawie użytego do pomiaru sprzętu, długości celowych itp.

- b) błąd pomiaru temperatury Δt spowoduje w rezultacie błąd wyznaczenia długości taśmy ΔVt

$$\Delta Vt = L_n \cdot \alpha \cdot \Delta t \text{ (oznaczenia jak w p. 6. 4)}$$

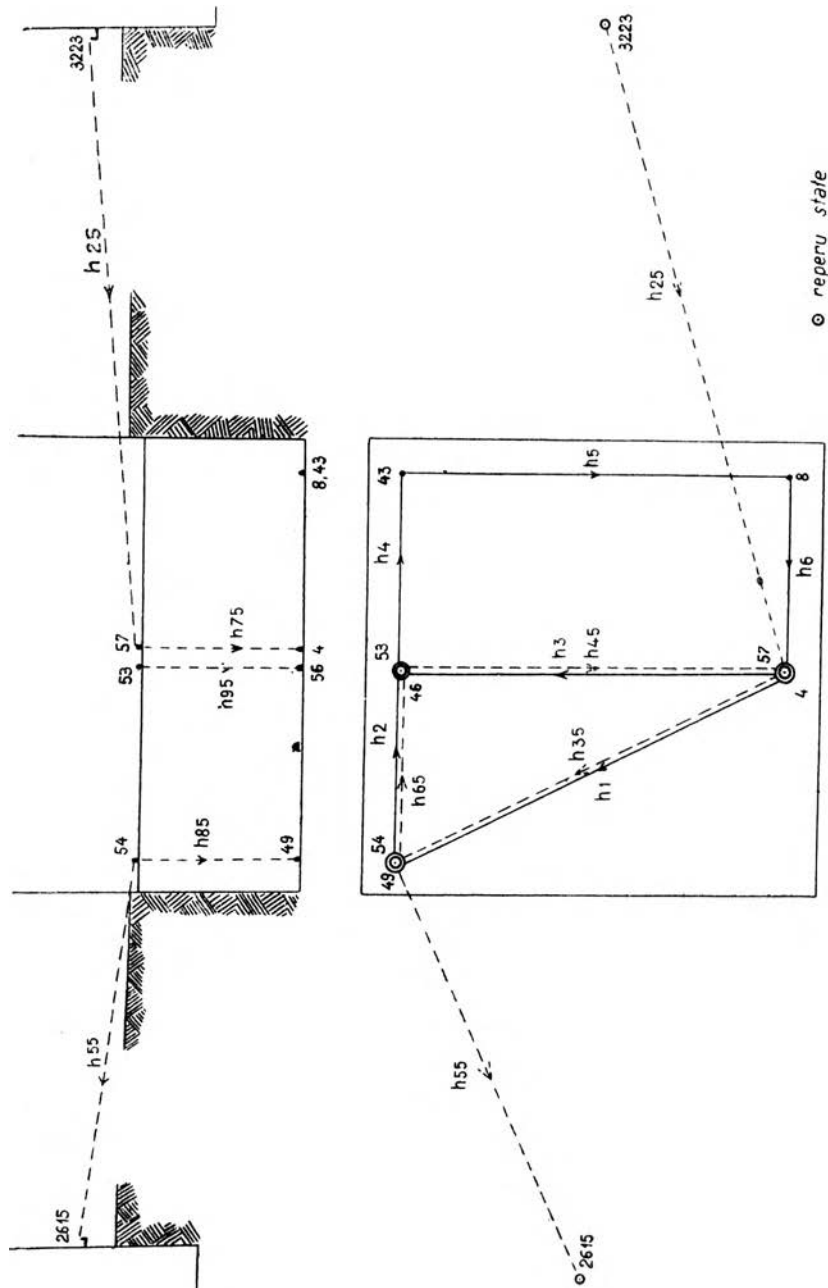
- c) błąd komparacji urządzenia z taśmą m_k ; jest dość znaczny tak, że błąd komparacji łąty użytej do pomiaru jako kilkakrotnie mniejszy może być pominięty.

Łączny błąd m_i pomierzonej różnicy wysokości wyniesie:

$$m_i = \pm \sqrt{m_n^2 + \Delta t^2 + m_k^2}$$

przy pionowym położeniu taśmy i walca w czasie pomiaru. Gdy warunek ten nie zostanie zachowany błąd m_i może się powiększyć o czynniki omówione przy obliczaniu wysokości reperów wgłębnych (część I p. 3).

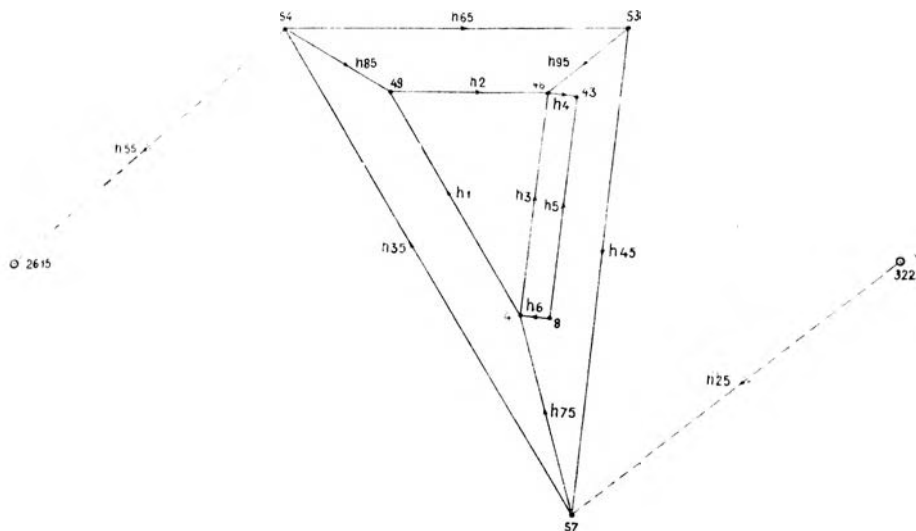
Wyniki pomiaru z odpowiednimi wagami poddaje się wyrównaniu, obliczając wielkości przesunięć reperów wraz ze średnimi błędami ich wy-



Rys. 43. Szkielet niwelacyjnej sieci przestrzennej

znaczenia. Wyniki zestawia się w tabelę z uwzględnieniem daty obserwacji, stanu robót budowlanych itp.

Dla sieci przestrzennej przedstawionej na rys. 43 i 44 ułożono warunki i równania. Warunkowe dla łącznego wyrównania obserwacji wyjściowej i aktualnej. Dalsze czynności rachunkowe są analogiczne do przykładu z cz. I, str. 270-278.



Rys. 44. Rzut reperów sieci przestrzennej na płaszczyznę

Przy pracach na terenie P.K. i N. wykonano obliczenia dla poszczególnych segmentów niezależnie. W pierwszej kolejności kontrolowano stałość reperów nawiązujących (głębinowych).

Początkowo przesunięcia liczone przez porównanie różnic wysokości obserwacji wyjściowej i aktualnej (przykład podobnego przebiegu obliczeń — część I, p. 4. 4, str. 270-278) później zaś, kiedy rozpoczęto obserwacje reperów na obiekcie, których ilość była bardzo zmienna, zdecydowano się przejść na obliczenie przesunięć z rzędnych. Po uaktualnieniu rzędnych reperów głębinowych (do których nawiązywano repere ruchowe) liczone rzędne reperów na płycie górnej i dolnej fundamentu części wysokościowej, następnie na poszczególnych pawilonach. Oprócz rzędnych liczone także ich błędy średnie dla najbardziej charakterystycznych reperów.

Przykład obliczenia przesunięć reperów sieci przestrzennej

$$W = h - r + z = 14 - 8 + 5 = 11$$

W — ilość warunków

h — ilość różnic wysokości

r — ilość reperów ruchomych

z — ilość obwodnic

Warunki

- a) $h_{25} + v_{25} + h_{35} + v_{35} + h_{55} + v_{55} = h'_{25} + v'_{25} + h'_{35} + v'_{35} + h'_{55} + v'_{55}$
 b) $h_{85} + v_{85} + h_2 + v_2 - h_{95} - v_{95} - h_{65} - v_{65} = 0$
 c) $h'_{85} + v'_{85} + h'_2 + v'_2 - h'_{95} - v'_{95} - h'_{65} - v'_{65} = 0$
 d) $h_{35} + v_{35} + h_{85} + v_{85} - h_1 - v_1 - h_{75} - v_{75} = 0$
 e) $h'_{35} + v'_{35} + h'_{85} + v'_{85} - h'_1 - v'_1 - h'_{75} - v'_{75} = 0$
 f) $h_{15} + v_{15} + h_{75} + v_{75} - h_6 - v_6 + h_5 + v_5 - h_1 - v_1 - h_{95} - v_{95} = 0$
 g) $h'_{15} + v'_{15} + h'_{75} + v'_{75} - h'_6 - v'_6 + h'_5 + v'_5 - h'_1 - v'_1 - h'_{95} - v'_{95} = 0$
 h) $h_1 + v_1 + h_2 + v_2 - h_3 - v_3 = 0$
 j) $h'_1 + v'_1 + h'_2 + v'_2 - h'_3 - v'_3 = 0$
 i) $h_3 + v_3 + h_1 + v_1 - h_5 - v_5 + h_6 + v_6 = 0$
 k) $h'_3 + v'_3 + h'_1 + v'_1 - h'_5 - v'_5 + h'_6 + v'_6 = 0$

Równania warunkowe

- a) $v_{25} - v'_{25} + v_{35} - v'_{35} + v_{55} - v'_{55} + \omega_a = 0$
 b) $v_{85} + v_2 - v_{95} - v_{65} + \omega_b = 0$
 c) $v'_{85} + v'_2 - v'_{95} - v'_{65} + \omega_c = 0$
 d) $v_{35} + v_{85} - v_1 - v_{75} + \omega_d = 0$
 e) $v'_{35} + v'_{85} - v'_1 - v'_{75} + \omega_e = 0$
 f) $v_{15} + v_{75} - v_6 + v_5 - v_1 - v_{95} + \omega_f = 0$
 g) $v'_{15} + v'_{75} - v'_6 + v'_5 - v'_1 - v'_{95} + \omega_g = 0$
 h) $v_1 + v_2 - v_3 + \omega_h = 0$
 j) $v'_1 + v'_2 - v'_3 + \omega_j = 0$
 i) $v_3 + v_4 - v_5 + v_6 + \omega_i = 0$
 k) $v'_3 + v'_4 - v'_5 + v'_6 + \omega_k = 0$

$$\begin{aligned}
 \omega_a &= (h_{25} + h_{35} + h_{55}) - (h'_{25} + h'_{35} + h'_{55}) = +0,33 \\
 \omega_b &= h_{85} + h_2 - h_{95} - h_{65} = +0,12 \\
 \omega_c &= h'_{85} + h'_2 - h'_{95} - h'_{65} = -0,51 \\
 \omega_d &= h_{35} + h_{85} - h_1 - h_{75} = +0,17 \\
 \omega_e &= h'_{35} + h'_{85} - h'_1 - h'_{75} = -0,26 \\
 \omega_f &= h_{15} + h_{75} - h_6 + h_5 - h_1 - h_{95} = +0,43 \\
 \omega_g &= h'_{15} + h'_{75} - h'_6 + h'_5 - h'_1 - h'_{95} = +0,18 \\
 \omega_h &= h_1 + h_2 - h_3 = +0,19 \\
 \omega_j &= h'_1 + h'_2 - h'_3 = -0,24 \\
 \omega_i &= h_3 + h_1 - h_5 + h_6 = -0,25 \\
 \omega_k &= h'_3 + h'_1 - h'_5 + h'_6 = -0,19
 \end{aligned}$$

Obliczenie wag dla różnic wysokości: h_{75}, h_{85}, h_{95}

$$m_i = \pm \sqrt{m_n^2 + \Delta V_i^2 + m_k^2} = \pm \sqrt{0,1^2 + 0,1^2 + 0,2^2} = \sqrt{0,06}$$

gdzie $m_n = m \sqrt{n} = \pm 0,1 \sqrt{1} = \pm 0,1$

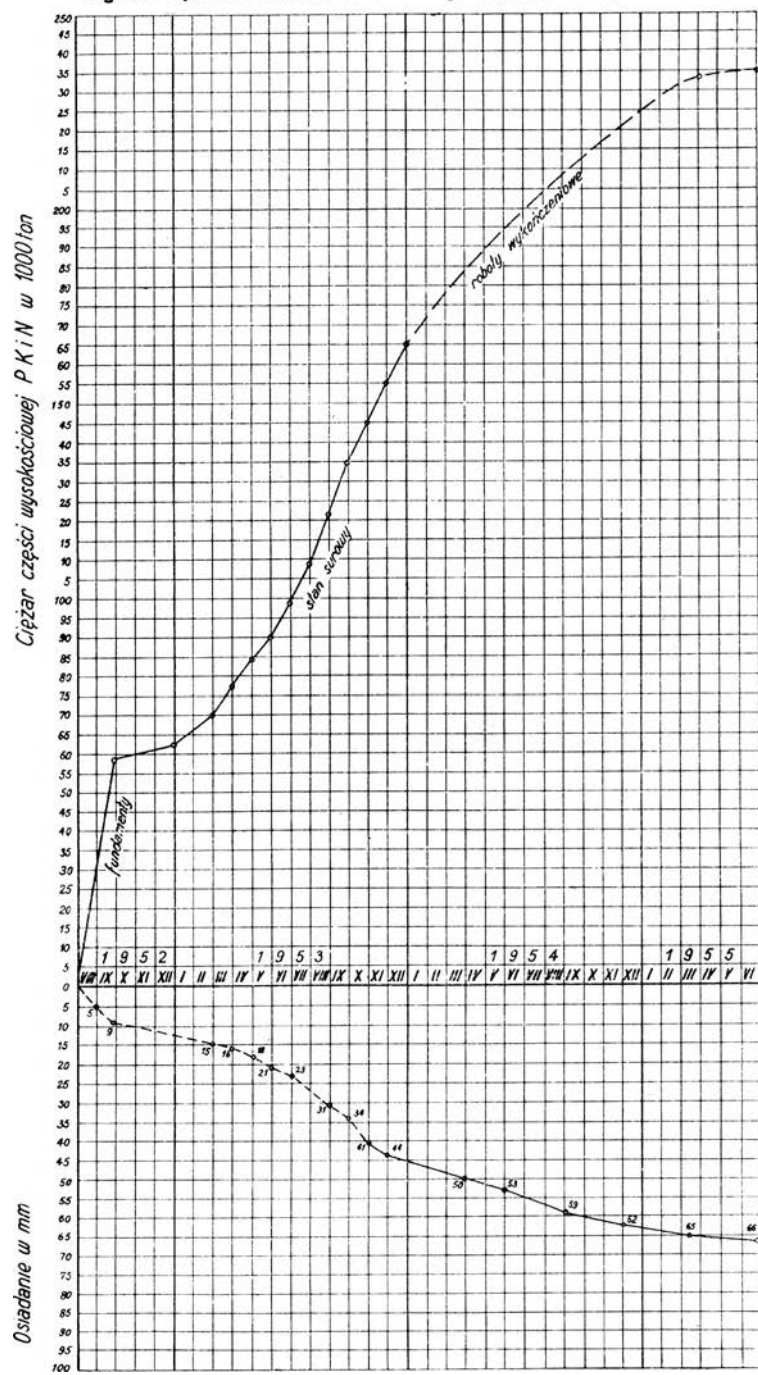
$$\Delta v_i = \pm 0,1$$

$$m_k = \pm 0,2$$

Dla niwelacji łąką $-p_i = \frac{1}{m_n^2 \cdot h} = \frac{1}{0,01 \cdot n}$

przy pomocy niwelacji urządzenia z taśmą $-p_i = \frac{1}{m_i^2} = \frac{1}{0,06}$

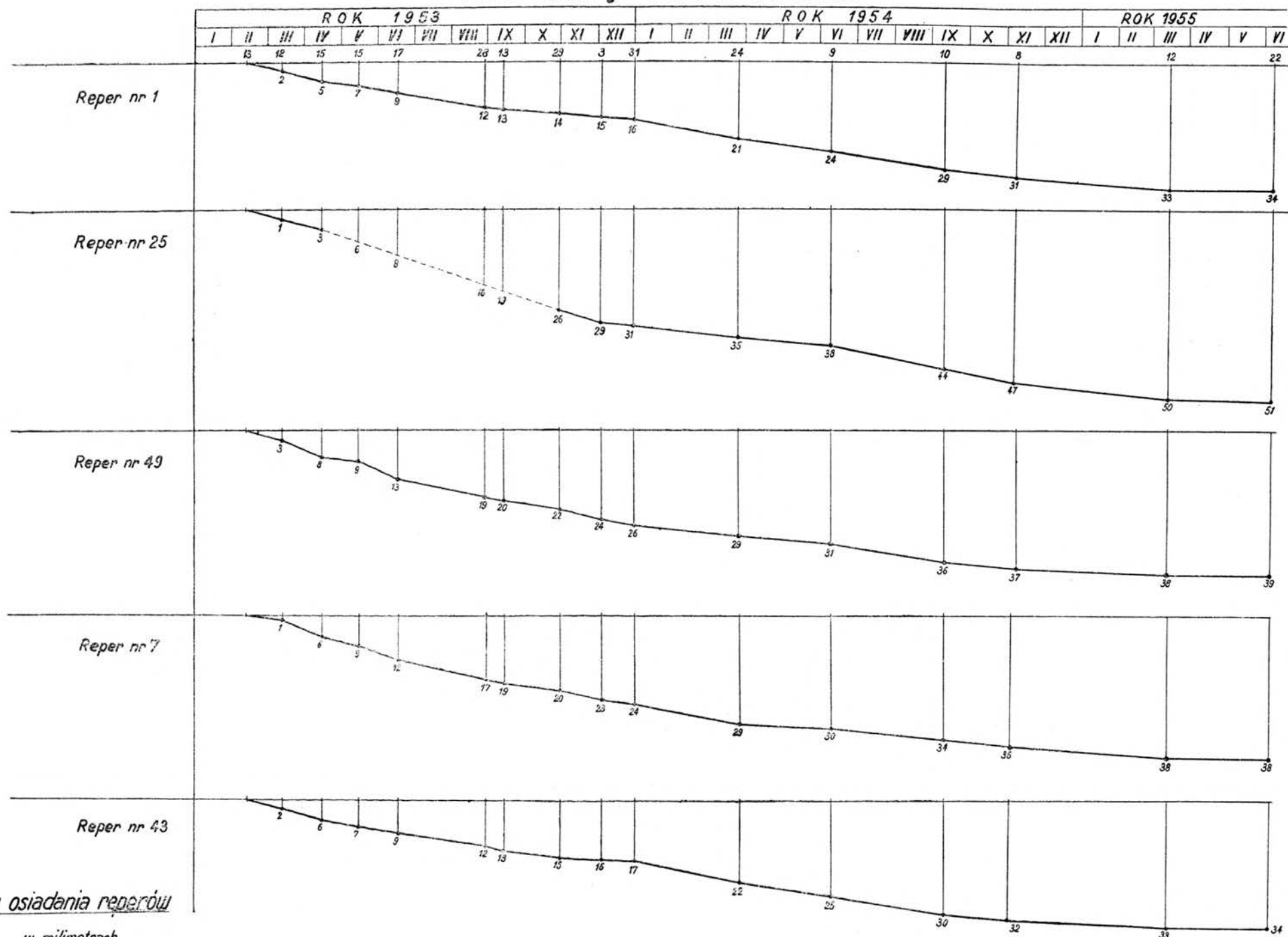
Przyrost ciężaru i osiadanie środka budynku (reper nr 25)



Wykres obciążen zestaw: A. Włóczyk

Rys. 46

Patac Kultury i Nauki w Warszawie



Wykresy osiadania reperów

w czasie – w milimetrach

Uwaga: Osiadanie średnie od 30.VIII.52 do 13.II.53 r. wynosi ~15 mm
 ----- osiadanie przybliżone

6. 6. Graficzne przedstawienie wyników

Sposoby graficznego przedstawienia wyników podano w poprzednich rozdziałach. Sposoby te wykorzystano także przy pracach na terenie P. KiN. Mianowicie przy pomocy wykresów osiadania reperów w czasie pokazano ruch reperów głębinowych oraz kilku reperów na dolnej płycie fundamentowej części wysokościowej Pałacu (rys. 45). Przy wykresie osiadania (środkowego) z reperów naniesiono przebieg wzrostu obciążenia podczas okresowych niwelacji (rys. 46).

Znaczne zagęszczenie reperów na płycie dolnej pozwalało na interpolację warstwic (linii jednakowego osiadania reperów).

7. Pomiary przemieszczeń w płaszczyznach poziomych

7. 1. Uwagi ogólne

Budowle wysokościowe ulegają przesunięciom tak w płaszczyźnie pionowej jak i poziomej. Sposoby pomiaru i obliczeń dotyczące pierwszego przypadku zostały omówione uprzednio. Obecnie przejdziemy do rozpatrzenia zagadnienia poziomych ruchów budowli.

Budowle typu wysokościowego charakteryzują się tym, że wysokość ich jest znacznie większa od długości (szerokości). Stosunek tych wielkości nie jest wielkością stałą i wynosi przeciętnie 3:1.

Na przesunięcia poziome jest szczególnie narażona górna jej część pod wpływem: a) nierównomiernego osiadania, b) działania wiatru, c) nierównomiernego nagrzewania itp.

W wyniku pomiarów i obliczeń metodami geodezyjnymi otrzyma się całkowitą wielkość przemieszczeń obserwowanych punktów pomiarowych na obiekcie, bez uwidocznienia wpływu poszczególnych czynników wymienionych w p. a, b, c. Decydujące znaczenie na wielkość przemieszczeń ma przypuszczalnie nierównomierne osiadanie budowli, natomiast działanie wiatru będzie miało mniejszy wpływ ze względu na wykonywaną specjalną, silną konstrukcję przeciwwiatrową. Pogląd taki potwierdzają pomiary częstotliwości i wielkości amplitudy drgań kilku radzieckich wysokościowców, które były obserwowane przy pomocy aparatu Geigera łącznie z wahadłami o niskiej częstotliwości [14].

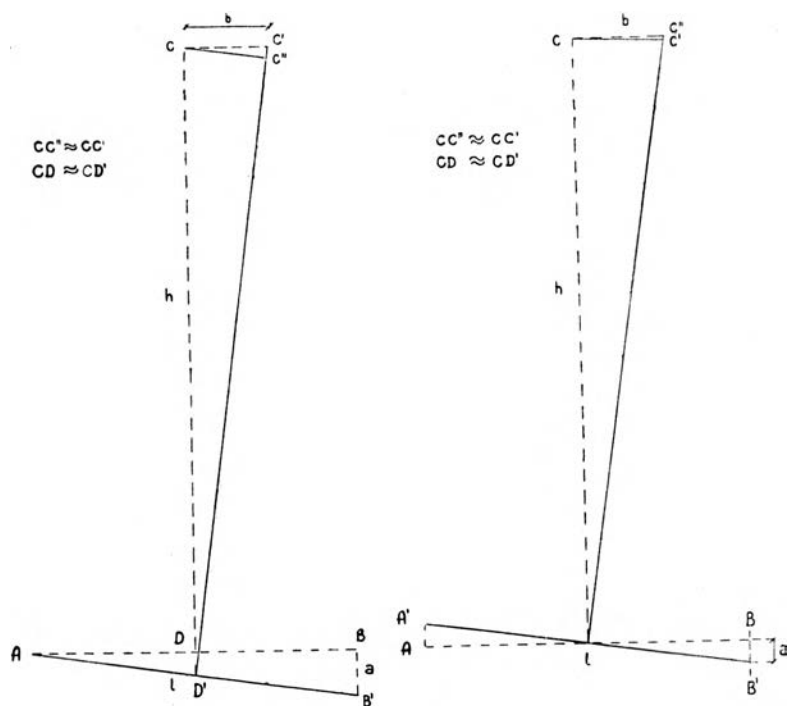
W obecnych warunkach wobec braku odpowiednich doświadczeń i urządzeń dla przeprowadzenia badań nie będzie analizowany wpływ czynników wymienionych w p. b i c. Natomiast można spróbować znalezienia zależności między wynikami pomiarów przesunięć w płaszczyźnie pionowej i poziomej.

W dalszych rozdziałach omówiony zostanie przebieg prac geodezyjnych przy okresowych pomiarach przesunięć w płaszczyźnie poziomej oraz krótko, ze względu na mniejsze zastosowanie, przebieg prac przy jednorazowym pomiarze pionowości.

7. 2. Zależność między przesunięciami w płaszczyźnie pionowej i poziomej

Wykorzystanie zależności między przesunięciami budowli w płaszczyźnie pionowej otrzymywanymi przy pomocy niwelacji i w płaszczyźnie poziomej, obliczonymi z pomiaru trygonometrycznego — jest możliwe przy spełnianiu następujących warunków: a) równoczesne (lub prawie równoczesne) obserwacje przesunięć w pionie i płaszczyźnie, b) zapewnienie odpowiedniej dokładności współzależnych obserwacji.

- a) Warunek ten nie będzie zbyt trudny do spełnienia, gdy obserwacje będą prowadziły dwie grupy pomiarowe: niwelacyjna i pomiarów trygonometrycznych. Grupy uzgadniają termin równoczesnego pomiaru elementów ruchu pionowego i poziomego tego samego obiektu.
- b) Rozpatrywać można dwa przypadki ruchu wierzchołka budowli na skutek nierównomiernego osiadania fundamentu (rys. 47).



Rys. 47

Rys. 47a

Na podstawie rysunku otrzymano zależności:

$$1) \quad \frac{a}{l} = \frac{b}{h}; \quad b = \frac{a \cdot h}{l}$$

$$2) \quad \frac{a}{l} = \frac{b}{h}; \quad b = \frac{2ah}{l}$$

Pewien przyrost wielkości a o da zmieni wielkość b o db .
Różniczkując powyższe wzory otrzymano:

$$1) \quad db = \frac{h}{l} da \quad 2) \quad db = \frac{2h}{l} da$$

zastępując przyrosty da i db przez błędy m_a i m_b otrzymano:

$$1) \quad m_b = \pm \frac{h}{l} m_a \quad 2) \quad m_b = \pm \frac{2h}{l} m_a$$

W szczególnym przypadku gdy przesunięcie wierzchołka z p. C do p. C' o wielkość b można pomierzyć z jednego stanowiska teodolitu (rys. 47a) otrzyma się zależność:

$$b = L \operatorname{tg} \alpha$$

gdzie α — przesunięcie katowe w czasie między dwiema obserwacjami
 L — długość rzutu celowej, lub przy małej wielkości α

$$b = \frac{L \alpha''}{\rho''}$$

Po zróżniczkowaniu i przejściu do błędów średnich będzie:

$$m_b = m\alpha'' \cdot \frac{L}{\rho''}$$

Porównując błędy na m_b otrzymano:

$$\text{dla wypadku 1)} \quad m_b = m\alpha'' \cdot \frac{L}{\rho''}; \quad \text{dla wypadku 2)} \quad m_b = m\alpha'' \cdot \frac{L}{\rho''}$$

$$\text{i} \quad m_b = \frac{h}{l} m_a \quad m_b = \frac{2h}{l} m_a$$

$$\text{stąd} \quad m\alpha'' = \frac{h \cdot \rho''}{L \cdot l} m_a \quad m\alpha'' = \frac{2h \rho''}{L \cdot l} m_a$$

Dla orientacji podano wielkości z pomiaru na terenie P.K. i N.:

$$m_a = \pm 0,5 \text{ mm}, \quad h = 250 \text{ m}, \quad l = 70 \text{ m}, \quad L = 500 \text{ m}.$$

$$1) \quad m\alpha = \frac{250\,000 \cdot 206265 \cdot 0,5}{70\,000 \cdot 500\,000} = 1''$$

$$2) \quad m\alpha = \frac{250\,000 \cdot 206265 \cdot 0,5}{90\,000 \cdot 500\,000} = 2''$$

Zależność między dokładnością wyznaczenia przesunięcia katowego i przesunięcia pionowego reperu może być wykorzystana do zgrania tych wielkości, aby można konfrontować pomiary przesunięć poziomych przy pomocy pomiaru przesunięć pionowych i odwrotnie. Jak widać z wyliczeń dokładność przesunięcia katowego w danym przypadku wynosi ok.

1" — 2", wobec tego błąd pomiaru kierunku m_k w obserwacji wyjściowej lub aktualnej powinien być w przybliżeniu mniejszy od wartości:

$$m_k = \frac{m_z}{1/2}$$

(błąd stałej orientacyjnej, jako niewielki, pomija się).

Należy podkreślić, że powyższe rozważania i otrzymane wielkości mają charakter przybliżony (orientacyjny).

7. 3. Okresowe pomiary przemieszczeń w płaszczyznach poziomych

Okresowe pomiary odkształceń mają za zadanie określenie wielkości przesunięć obiektu w funkcji czasu. Ze względu na okres stabilizacji obiektu obserwacje mogą trwać nawet kilka lat. Interwał czasu między poszczególnymi pomiarami zależy od rodzaju obiektu, zaawansowania prac budowlanych, wielkości odkształceń itp. W normalnych warunkach częściej obserwuje się w trakcie lub zaraz po zakończeniu budowy — w odstępach 1 — 2 miesięcznych, później coraz rzadziej w miarę zmniejszania się ruchu obiektu. W czasie awarii częstość obserwacji może bardzo wzrosnąć nawet do kilku lub kilkunastu w ciągu miesiąca.

Cechą charakterystyczną tych pomiarów jest to, że obserwuje się wielokrotnie te same punkty na obiekcie, z tych samych stanowisk, możliwie tym samym sprzętem, przez tego samego obserwatora. Wyrównaniu podlegają równocześnie wyniki pomiaru obserwacji wyjściowej i aktualnej, przez co operuje się różnicami wielkości (kierunki, kąty), a nie samymi wielkościami. Daje to szereg korzyści np.: długości celowych mogą być mierzone z małą dokładnością (ok. 1/500), wpływ błędów podziału limbusa na wyniki praktyczne nie istnieje, otrzymuje się najprawdopodobniej — sze wielkości przesunięć i błędy średnie itp.

Poza tym w odróżnieniu od innych rodzajów pomiaru, np. pionowości, należy mieć na uwadze:

- a) kontrolę stałości stanowiska obserwacyjnego i ewentualne wyznaczanie wielkości jego ruchów,
- b) praktyczną stałość sygnałów kontrolnych (przynajmniej 4) przez cały okres pomiaru odkształceń obiektu (kilka lat).

Przy tego rodzaju pomiarach istnieje łatwość obserwacji przesunięć punktów w czasie, umieszczonych w dowolnym miejscu budowli.

7. 3. 1. Wykaz niezbędnych instrumentów i urządzeń

- 7. 3. 1. 1. Teodolit uniwersalny.
- 7. 3. 1. 2. Sygnały do kontroli stałości stanowiska (rys. 36).
- 7. 3. 1. 3. Sygnały na obiekcie (rys. 48).
- 7. 3. 1. 4. Przymiar wstęgowy (ruletka z podziałem milimetrowym, taśma) z wyposażeniem w dynamometrię i termometr.

7. 3. 1. 5. Przyrządy do określania współrzędnych stanowisk, sygnałów i punktów nawiązujących. Będą to: teodolit, taśma, szpilki itp.

7. 3. 1. 6. Znak do stabilizacji stanowisk (rys. 30).

Powyższe instrumenty i urządzenia opisane zostały w p. 2.

7. 3. 2. Rozmieszczenie znaków geodezyjnych

Stanowiska teodolitu powinny być tak rozmieszczone, aby tworzyły trójkąt równoboczny, w środku ciężkości którego znajdowałaby się oś obserwowanego obiektu. W praktyce nie zawsze jest to możliwe i dlatego należy zwrócić szczególną uwagę na właściwe przecięcia celowych w obserwowanym punkcie (w przybliżeniu pod kątem prostym przy dwóch celowych i ok. 120° — przy trzech).

Stabilizacja stanowiska powinna być staranna i wykonana znakami betonowymi osadzonymi poniżej poziomu zamarzania. Właściwy centr znaczy się na płytce lub bolcu (wbetonowanym w górną część znaku) przez nacięcie krzyża lub wywiercenie niewielkiego otworu ($\varnothing$ 1-2 mm).

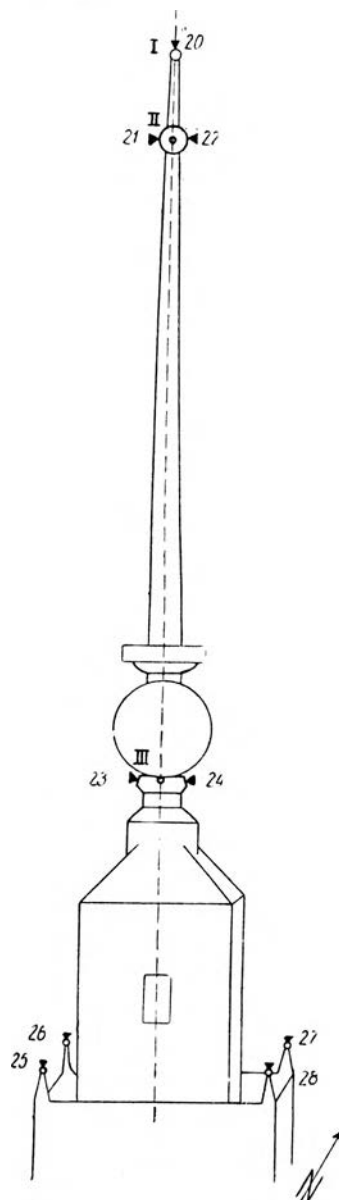
W celu wyznaczania ewentualnych ruchów stanowiska stabilizuje się wokół niego sygnały kontrolne. Sygnały te w ilości 5-7 dla każdego stanowiska powinno się stabilizować na trwałych obiektach lub w gruncie, lecz tak, aby zapewniały znacznie większą stałość w czasie niż stanowisko. Odległość sygnałów od stanowiska nie powinna przekraczać 100-150 m i być nie mniejsza niż kilkadziesiąt metrów. Zbyt długie celowe nie pozwolą na dokładne wyznaczenie ewentualnego ruchu stanowiska.

Po zaprojektowaniu rozmieszczenia sygnałów należy sprawdzić czy są spełnione następujące warunki:

- przecięcia celowych (z wcięcia wstecz) dokładnie wyznaczają punkt wcinany,
- stanowisko i sygnały kontrolne nie leżą na tych samych lub zbliżonych okręgach kół.

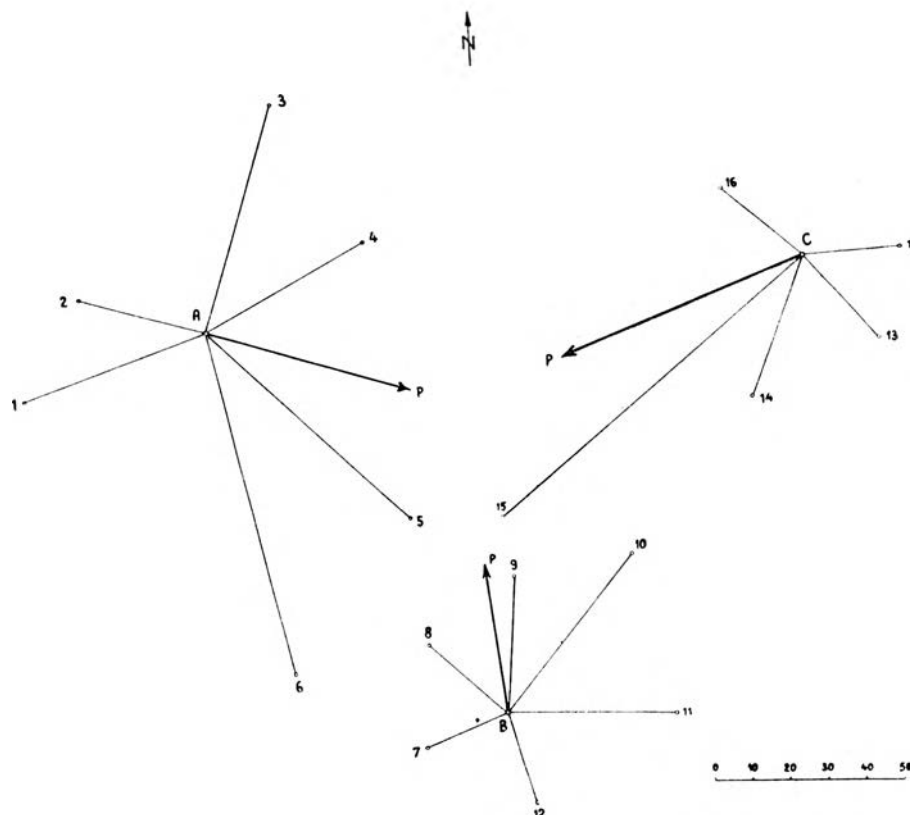
Oprócz sygnałów kontrolnych należy za-

Objaśnienie.
▼ - miejsce obserwacji



Rys. 48. Oznaczanie miejsc obserwacji na iglicy PKiN.

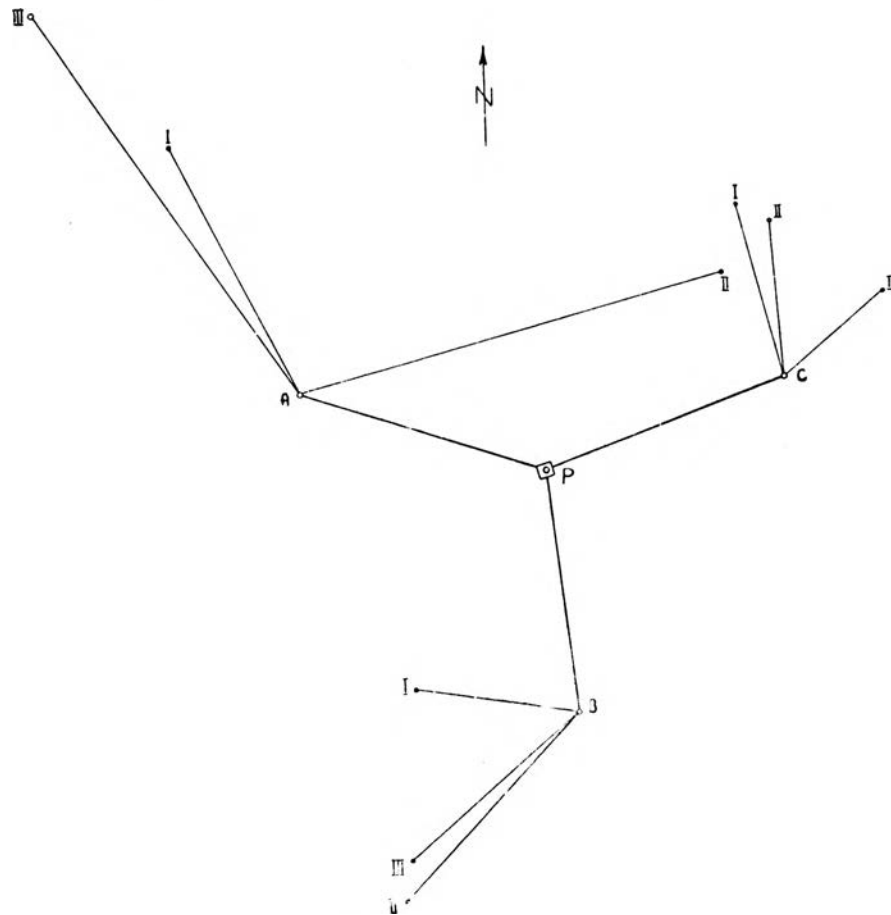
projektować kilka (2-4) punktów orientujących położonych możliwie daleko od stanowiska (ok. 2-krotna długość celowych). Ze względu na dużą odległość użycie celowników byłoby nieracjonalne i dlatego należy celo-



Rys. 49. Szkic rozmieszczenia stanowisk i punktów kontrolnych

wać na świec triangulacyjne, wieże kościołów, maszty antenowe itp. Punkty na obiekcie mogą być sygnalizowane przy pomocy celowników tarczowych, dwustronnych, lub wyraźnych elementów konstrukcji (np. celowa może być styczna do kuli iglicy, na piorunochron itp.)

Na rys. 49 przedstawiono rozmieszczenie znaków geodezyjnych przy obserwacji przesunięć iglicy Pałacu Kultury i Nauki. Do stabilizacji stanowisk użyto znaków typu stosowanego do poligonizacji precyzyjnej (rys. 30). Jako sygnały kontrolne służyły zastabilizowane na okolicznych domach celowniki tarczowe (rys. 36). Część znaków na Pałacu była sygnalizowana przez celowniki dwustronne (na balustradzie) zaś iglicę obserwowano celując na szczegóły konstrukcyjne (rys. 48). Za punkty orientujące przyjęto widoczne na horyzoncie anteny radiowe, bądź wieże kościelne. Nie udało się jednak uzyskać pożądanej długości celowych ze względu na przeszkody terenowe (rys. 50).



Rys. 50. Szkic rozmieszczenia stanowisk i punktów orientujących

7. 3. 3. Wykonanie obserwacji

Okresowe pomiary przemieszczeń zalicza się do pomiarów precyzyjnych i dlatego należy przedsięwziąć wszystkie środki ostrożności, które pozwolą na otrzymanie dokładnych wyników, tj. użyć dobrych, sprawdzonych instrumentów, odpowiednich sposobów obserwacji wykonywanych przez dobrych obserwatorów w dobrych warunkach atmosferycznych. Nie zaleca się wykonywania pomiaru przy silnym wietrze, gdyż zmuszałoby to do równoczesnego celowania ze wszystkich stanowisk na każdy sygnał na obiekcie w celu zaobserwowania jednoznacznego położenia sygnału. Wyjątkiem byłyby obserwacje przemieszczeń pod wpływem siły wiatru.

Przebieg pracy jest następujący: Teodolit ustawia się centrycznie nad punktem przy pomocy zrektyfikowanego pionu optycznego. W przypadku użycia teodolitu ze stałym pionem celowe jest ustawianie przy każdej okresowej obserwacji lunetki pionu w przybliżeniu w tym samym

położeniu w płaszczyźnie pionowej (na tej samej wysokości) i poziomej. Pozwoli to na zmniejszenie wpływu niezupełnego wyrektyfikowania pionu na jego ustawienie, co ma szczególne znaczenie przy krótkich celowych.

Przy centrowaniu automatycznym na słupach obserwacyjnych błąd centrowania praktycznie nie istnieje. Błędy instrumentalne mogą być w znacznym stopniu wyeliminowane przez wprowadzenie do wyników obserwacji odpowiednich poprawek otrzymanych przy badaniu teodolitu. Odpowiednia metoda pomiaru pozwala także na zmniejszenie wpływu błędów instrumentalnych na wynik.

Pomiar wykonuje się najczęściej metodą kierunkową, gdyż jest ona wystarczająco dokładna i szybka. Kierunki mierzy się na kolejne celowniki rozpoczynając od jednego punktu orientującego wg wzrastającego kąta tak, aby ruch alidady był jednokierunkowy. Dotyczy to także ruchu śrub leniwych i mikrometru.

Ilość kierunków mierzonych w serii zależy od stabilności teodolitu, dokładności pomiaru, warunków atmosferycznych itp.

Na statywie pomiar serii powinien trwać krótko i w związku z tym ilość kierunków może wynosić ok. 10, na słupie zaś znacznie ilość tę przekroczyć (wg praktycznych doświadczeń nawet pomiar ponad 20 kierunków w serii nie wpływa wyraźnie na obniżenie dokładności).

Przy znacznej liczbie kierunków dzieli się je na sektory, których pomiar rozpoczyna się od tego samego punktu orientującego. W jednym sektorze mogą być kierunki na sygnały kontrolne, w nawiązaniu do punktu orientacyjnego, w pozostałych reszta kierunków.

Przy stromych celowych na obiekt może być celowe stosowanie libeli nasadkowej, w celu zmniejszenia wpływu niepionowości osi obrotu instrumentu na pomierzone kierunki.

Kierunki obserwuje się przeważnie w 3 seriach przy dwóch położeniach lunety, lecz ilość serii będzie uzależniona od wymaganej dokładności pomiaru.

Ciekawy sposób obserwacji stosowany jest w Č. S. R. lecz u nas praktycznie nie sprawdzony. Otóż obserwuje się dany punkt odrazu w dwóch położeniach lunety w przeciwieństwie do sposobu u nas stosowanego, gdzie pomiar w drugim położeniu lunety rozpoczyna się po zakończeniu całego półpoczetu w jednym położeniu.

W celu zmniejszenia wpływu błędu podziału mikrometru na wynik, można każdą serię rozpoczynać na innej jego części. Przesunięcie to oblicza się następująco:

$$Om = \frac{M}{n}$$

Om — przesunięcie mikrometru

M — zakres podziałki mikrometru

n — ilość serii.

Błąd podziału limbusa nie będzie miał praktycznego znaczenia w przypadku rozpoczynania każdego pomiaru w tym samym położeniu, ponieważ mierzy się różnice kątowe przesunięć o wartościach małych (kilku minut), a nie same kąty. W związku z tym nie zachodzi potrzeba przesuwania limbusa po zakończeniu poszczególnych serii.

Dokładność pomiaru charakteryzuje średni błąd kierunku (lub kąta) obliczany w terenie.

Dla metody kierunkowej oblicza się go z wyrównania stacyjnego z wzoru:

$$\mu_0 = \pm \sqrt{\frac{[vv]}{(s-1)(n-1)}}$$

s — ilość serii

n — ilość kierunków

lub średni błąd kierunku średniego:

$$\mu = \pm \frac{\mu_0}{\sqrt{s}} = \pm \sqrt{\frac{[vv]}{s(s-1)(n-1)}}$$

Do obserwacji przemieszczeń iglicy na Pałacu użyto teodolitu typu Wilda T2 na statywie, pionowanego przy pomocy pionu optycznego.

Pomiar wykonano metodą kierunkową, dzieląc wszystkie kierunki na 2 sektory. W jednym znajdowały się kierunki orientujące i na obiekt, w drugim — kierunki na sygnały kontrolne w nawiązaniu do punktów orientujących.

Kierunki obserwowano w trzech seriach, przesuwając po każdej z nich mikrometr o wartość:

$$Om = \frac{M}{n} = \frac{10'}{3} = 3'30''$$

Ze względu na obserwację wykonywaną jednym teodolitem starano się pracę wykonywać w dobrych warunkach atmosferycznych przy niewielkim wietrze.

Jednorazowo pomierzono kąty pionowe na sygnały na obiekcie, oraz długości i kąty potrzebne do obliczenia przybliżonych współrzędnych stanowisk, punktów orientujących, punktów kontrolnych.

Każde stanowisko można opracować w układzie lokalnym, a naniesienie potrzebnych elementów stanowiska i punktów kontrolnych, może być wykonane bez pomocy współrzędnych, np. przy pomocy identyfikacji ich na starym planie itp.

7.3.4. Wykonanie obliczeń

Najbardziej przydatne pod względem technicznym i ekonomicznym byłyby dwie metody:

a) metoda analityczno-graficzna (patrz przykład)

b) metoda analityczna przy zastosowaniu krakowianu transformującego (w szczególnym przypadku).

7. 3. 4. 1. Metoda analityczno-graficzna. W pierwszym rzędzie należy sprawdzić stałość stanowisk lub wyznaczyć ich przesunięcia. Przy tej czynności można się spotkać z następującymi przypadkami:

7. 3. 4. 1. 1. Położenie stanowiska i sygnałów kontrolnych bez zmiany. Stwierdza się to przez porównanie wyników z obserwacji wyjściowej i aktualnej (lecz bierze się tylko pod uwagę kierunki na sygnały kontrolne). Oblicza się w pierwszym rzędzie różnice kierunków:

$$s_i = K_i - K'_i$$

a następnie oblicza się średni błąd jednostkowy kierunku (μ_1^0) z wzoru:

$$\begin{aligned} (\mu_1^0) &= \pm \frac{m_z \sqrt{r}}{m_s} = \pm \sqrt{\frac{|\partial\partial|}{(r-1)(\mu^2 + \mu'^2)}} & \delta_i &= z_i - s_i \\ m_z &= \pm \sqrt{\frac{|\partial\partial|}{r(r-1)}}; & m_s &= \pm \sqrt{\mu^2 + \mu'^2} \end{aligned}$$

gdzie

μ — średni błąd kierunku obserwacji wyjściowej

μ' — średni błąd kierunku obserwacji aktualnej

r — ilość kierunków

z_i — stała orientacyjna (średnia arytmetyczna ze skrętów s_i).

Wartość (μ_1^0) nie powinna w zasadzie przekraczać jednostki (1" lub 1^{ca}) i zawierać się w następujących granicach, przy obserwacji w 3 seriach i ilości kierunków r odpowiednio:

$$\begin{aligned} r = 4 & \quad \frac{M_1}{M_2} = 0,5 - 1,9 & r = 5 & \quad \frac{M_1}{M_2} = 0,5 - 1,7 \\ r = 10 & \quad \frac{M_1}{M_2} = 0,7 - 1,4 \end{aligned}$$

Jeżeli wartość (μ_1^0) znacznie przekroczy podane powyżej wartości (orientacyjnie 2") jest to sygnałem, że mógł nastąpić ruch stanowiska, lub niektórych sygnałów kontrolnych, albo też ruch obu tych elementów.

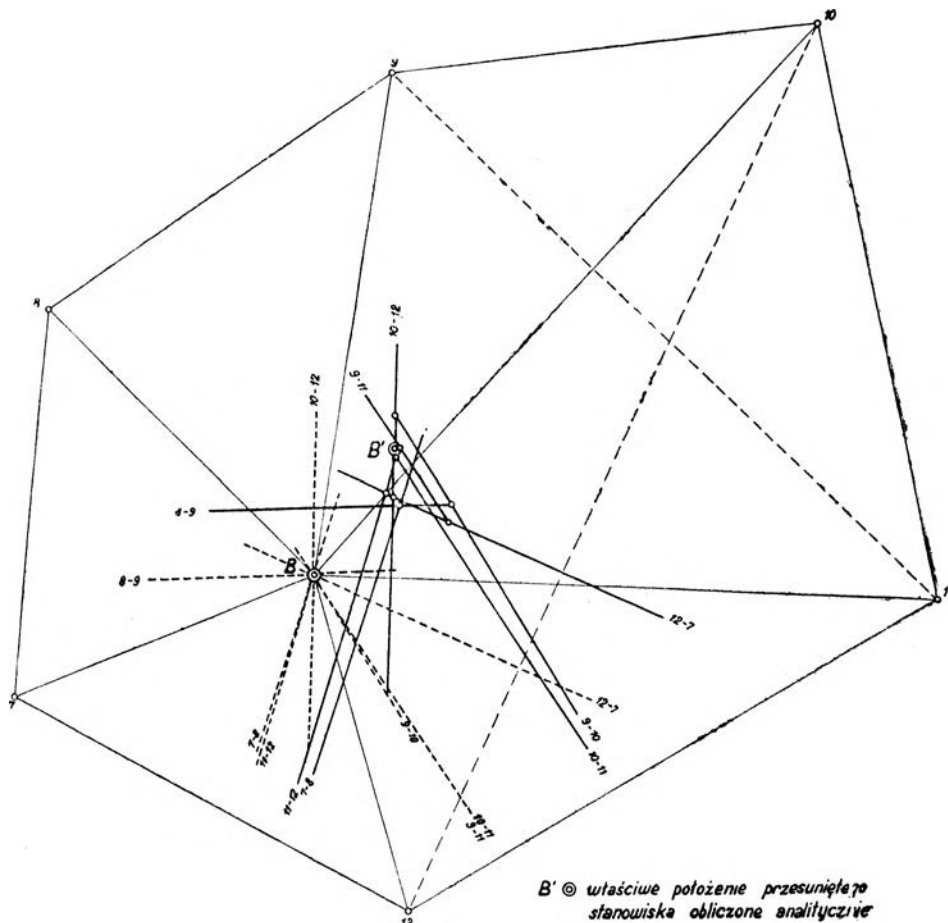
7. 3. 4. 1. 2. Stanowisko stałe, przesunięcie jednego lub więcej punktów kontrolnych. Przy porównywaniu skrętów poszczególnych kierunków okaże się, że część z nich różni się między sobą w granicach błędów obserwacji, reszta zaś o wartości znacznie odbiegające od poprzednich. Przy właściwie zaprojektowanej sieci, skręty odbiegające od innych odnosić się będą do punktów przesuniętych. Nie dopuszczalne jest wysuwanie takiego wniosku w wypadku, gdy tylko 2 skręty będą sobie równe (możliwość przesunięcia stanowiska po okręgu koła). W każdym wypadku należy zbadać, czy równe sobie skręty nie odnoszą się do punktów położonych wraz ze stanowiskiem na tych samych, względnie zbliżonych okręgach kół.

7. 3. 4. 1. 3. Położenie stanowiska uległo zmianie, sygnały kontrolne stałe. W razie przekroczenia przez (μ_1^0) podanej wyżej granicy oblicza się składowe Δx , Δy przesunięcia stanowiska, oraz średni błąd jednostkowy po wyrównaniu (μ_2^0) . Wielkość tego błędu w przypadku stałości sygnałów kontrolnych powinna być bliska jedności.

7. 3. 4. 1. 4. Przesunięcie stanowiska i kilku punktów kontrolnych, pozostałe (co najmniej 4) bez zmian. W tym przypadku obliczenie stanowiska metodą najmniejszych kwadratów nie prowadziło do celu, na co wskazuje zbyt duża wielkość błędu (μ_2^0) , gdyż wynik będzie zniekształcony na skutek ruchu punktów kontrolnych. Należy wyeliminować wpływ tego błędu przez wyszukanie i odrzucenie w dalszych obliczeniach niestabilnych punktów kontrolnych.

Przebieg postępowania może pójść dwoma kierunkami.

W pierwszym wypadku wyszukanie sygnałów przesuniętych można wykonać graficznie (rys. 51, 52). W tym celu nanosi się stanowisko



Rys. 51. Wyznaczenie ruchomych celowników kontrolnych metodą graficzną

W wyniku tego mogą się zdarzyć następujące przypadki:

- a) zgodne będą tylko trzy różnice (2 kąty wzięte do wcięcia i ich kombinacja); można twierdzić, że w grupie trzech punktów kontrolnych, z których kierunki na stanowisko użyto do wyznaczenia nowego położenia stanowiska, jeden lub więcej uległ przesunięciu. Należy całe postępowanie powtórzyć z nową grupą 3 punktów aż do wyszukania stałych, tj. gdy
- b) zgodnych różnic jest więcej niż trzy, świadczy to o tym, że obliczone elementy mimośrodów odpowiadają także i innym kierunkom od punktów kontrolnych (poza wziętymi do wcięcia). Kierunki, z których utworzone są różnice niezgodne, biegną od sygnałów ruchomych. Punkty te odrzuca się i wyznacza na nowo wielkość przesunięcia stanowiska (Δx i Δy). Obliczona wielkość (p_i^0) nie powinna już przekraczać swych dopuszczalnych granic tj. jednostki).

7. 3. 4. 1. 5. Redukcja obserwacji do pierwotnego położenia punktów odniesienia. W przypadku stwierdzenia przesunięcia stanowiska należy kierunki pomierzone w obserwacji aktualnej zredukować do pierwotnego położenia, tj. obliczyć poprawki ze względu na: mimośród ε_i'' .

Obliczenie wartości ε_i'' dla wszystkich kierunków wykonuje się graficznie.

Poprawione kierunki na sygnały kontrolne służą do obliczenia (p_i^0), zaś kierunki na punkty orientujące i na obiekcie — do obliczenia przesunięć poziomych tych ostatnich.

7. 3. 4. 1. 6. Obliczenie przesunięć poziomych obserwowanych punktów budowli i graficzne opracowanie wyników. Przebieg obliczeń ilustruje załączony przykład. Kierunki obserwacji aktualnej poprawione o wartość ε_i'' porównuje się z kierunkami obserwacji wyjściowej, obliczając przesunięcia katowe Δ_i poszczególnych punktów na budowie. Następnie zamienia się wartości katowe na liniowe wg wzoru

$$p_i = \frac{c}{\rho''} \cdot \Delta_i'' = n_i \cdot \Delta_i'' \text{ i oblicza błąd średni przesunięcia } m_{p_i}$$

(patrz przykład).

Liniowe przesunięcia punktów na budowie z poszczególnych stanowisk opracowuje się graficznie, w wyniku czego otrzymuje się wielkości przesunięć punktów i ich średnie błędy.

Na dobry papier kreślarski nanosi się stanowiska teodolitu i punkty na budowli — w skali możliwie dużej (ok. 1:500). Następnie kreśli się równoległe do odpowiednich kierunków wcinających w odległościach p_i zwiększonych np. 5-krotnie (dla zmniejszenia błędów naniesienia). Punkty przecięcia odpowiednich równoległych dadzą nowe położenie obserwowanych punktów budowli. Odległość nowo otrzymanego punktu od położenia początkowego jest tyle razy większa, ile wynosi powiększenie

przy naniesieniu wartości p_i — przesuniętych kierunków wcinających (np. 5-krotnie).

Z reguły przy przesunięciu się więcej niż 2 kierunków powstaje figura błędów, której punkt ciężkości można uważać za właściwe położenie sygnału. Wartość błędu aktualnego kierunku wcinającego m_{r_i} odkłada się po obu jego stronach i prowadzi równoległe. Przy dwóch kierunkach wcinających, po przesunięciu równoległych otrzyma się równoległobok błędu.

Przebieg obliczeń i opracowania wyników pomiaru przemieszczeń poziomych iglicy Pałacu był analogiczny jak przedstawiono powyżej.

Część materiałów z pomiaru posłużyła do opracowania załączonego przykładu.

Obliczenie przesunięć iglicy ze stanowiska B

Wyznaczenie ruchomych punktów kontrolnych sposobem graficznym
Długości boków:

7 — 8 — 28,4	B — 7 — 23,6
8 — 9 — 30,0	B — 8 — 27,4
9 — 10 — 31,2	B — 9 — 37,0
10 — 11 — 42,8	B — 10 — 54,4
11 — 12 — 44,5	B — 11 — 45,4
12 — 7 — 33,0	B — 12 — 25,3
9 — 11 — 55,9	
10 — 12 — 70,8	

$$e_i = \frac{ab}{c} d\varphi_i \quad d\varphi_i = \varphi'_i - \varphi_i$$

Kąt	Kierunki aktualne φ'_i	Kierunki wyjściowe φ_i	Różnice kierunkowe $d\varphi_i = \varphi'_i - \varphi_i$
7 — B — 8	67°24'36",6	67°25'01",0	— 24",4
8 — B — 9	52°33'19",4	52°33'01",5	+ 17",9
9 — B — 10	34°10'17",6	34°09'56",3	+ 21",3
10 — B — 11	50°29'13",9	50°28'53",1	+ 20",8
11 — B — 12	71°27'49",2	71°27'33",3	+ 15",9
12 — B — 7	83°54'43",3	83°55'34",8	— 51",5
9 — B — 11	84°39'31",5	84°38'49",4	+ 42",1
10 — B — 12	121°57'03",1	121°56'26",4	+ 36",7

$$\begin{aligned}
 e_1 &= \frac{23,6 \cdot 27,4}{28,4 \cdot \rho''} \cdot (-24,4) = -2,7 & \rho'' &= 206\,265 & e_5 &= \frac{45,4 \cdot 25,3}{44,5 \cdot \rho''} \cdot 15,9 = +2,0 \\
 e_2 &= \frac{27,4 \cdot 37,0}{30,0 \cdot \rho''} \cdot 17,9 = +2,9 & & & e_6 &= \frac{25,3 \cdot 23,6}{33,0 \cdot \rho''} \cdot (-51,5) = -4,5 \\
 e_3 &= \frac{37,0 \cdot 54,4}{31,2 \cdot \rho''} \cdot 21,3 = +6,7 & & & e_7 &= \frac{37,0 \cdot 45,4}{55,9 \cdot \rho''} \cdot 42,1 = +6,2 \\
 e_4 &= \frac{54,4 \cdot 45,4}{42,8 \cdot \rho''} \cdot 20,8 = +5,8 & & & e_8 &= \frac{54,4 \cdot 25,3}{70,8 \cdot \rho''} \cdot 36,7 = +3,5
 \end{aligned}$$

Wyznaczenie ruchomych punktów kontrolnych sposobem analitycznym

Obliczenie I

Kier. naw.	Pomiar	Pomiar	$s_i =$	$\delta_i =$
ozn.	dług. $C_i m$	wyjściowy K_i	aktualny K'_i	$K_i - K'_i$ $z_i - s_i$
		$\mu = \pm 1''05$	$\mu' = \pm 0,73$	$m = \pm 1''28$
8	27,4	35 05 38,2	02,2	+ 36,0
9	37,0	87 38 39,7	21,6	+ 18,1
10	54,4	121 48 36,0	39,2	- 3,2
11	45,4	172 17 29,1	53,1	- 24,0
12	25,3	243 45 02,4	42,3	- 39,9
7	23,6	327 40 37,2	25,6	+ 11,6
			- 1,4	+ 0,02

$$z_1 = -0,23$$

$$[\delta\delta] = 3936,0934$$

$$m_{z_1} = \pm \sqrt{\frac{3936,0934}{30}} =$$

$$= \pm \sqrt{131,203} = \pm 11''45$$

$$(\mu_1^0) = \pm \frac{11,45 \sqrt{6}}{1,28} = \pm 21''9$$

Ozn. kier.	Współcz. kier.		Współcz. kier. zreduk.		δ_i	Σ
	a_i	b_i	A_i	B_i		
8	+ 5,25	+ 5,42	+ 4,70	+ 5,02	- 36,23	- 26,51
9	- 0,82	+ 5,51	- 1,37	+ 5,11	- 18,33	- 14,59
10	- 2,57	+ 2,79	- 3,12	+ 2,39	+ 2,97	+ 2,24
11	- 4,53	- 0,25	- 5,08	- 0,65	+ 23,77	+ 18,04
12	- 2,17	- 7,85	- 2,72	- 8,25	+ 39,67	+ 28,70
7	+ 8,12	- 3,20	+ 7,57	- 3,60	- 11,83	- 7,86
Σ	+ 3,28	+ 2,42	- 0,02	+ 0,02	+ 0,02	+ 0,02
$-\frac{\Sigma}{r}$	- 0,55	- 0,40				

	A	B	δ	Σ	
$ A $	+ 124,2110	+ 7,6265	- 472,6424	- 340,8049	
$ B $		+ 138,4696	- 568,5826	- 422,4865	
$ \delta $			+ 3936,0934	+ 2894,8684	mnożnik
$ A $	+ 124,2110	+ 7,6265	- 472,6424	- 340,8049	
$ B $		+ 138,4696	- 568,5826	- 422,4865	- 0,06400
		- 0,4683	+ 29,0202	+ 20,9254	
$ B_1 $		+ 138,0013	- 539,5624	- 401,5611	
			+ 3936,0934	+ 2894,8684	+ 3,80516
			- 1798,4785	- 1296,8162	
			+ 2137,6149	+ 1598,0522	+ 3,90984
			- 2109,6004	- 1570,0380	
			+ 28,0145	+ 28,0142	

$$\Delta x = + 3,565$$

$$\Delta y = + 3,910$$

$$z_2 = -\frac{[a]}{r} \cdot \Delta x - \frac{[b]}{r} \Delta y + z_1$$

$$z_2 = (-0,55 \cdot 3,56) - (0,40 \cdot 3,91) + (-0,23) = -3,75$$

Kier. nam.	$a_i \cdot \Delta v$	$b_i \cdot \Delta y$	ε_i''	$\delta_i =$ $z_2 - s_i$	$\varepsilon_i + \delta_i =$ Σ'	Korelaty $= p_s \cdot \Sigma'$	$v_i =$ $\frac{\text{kor}}{p}$	$v_i' =$ $\frac{\text{kor}}{p}$	Kontrola		U w a g i
									$K_i + v_i$	$K_i' + v_i' + \varepsilon_i$	
8	+ 18,716	+ 21,192	+ 39,908	- 39,75	+ 0,16	+ 0,10	+ 0,11	- 0,05	38,31	42,06	- 3,75
9	- 2,923	+ 21,544	+ 18,621	- 21,85	- 3,23	- 1,98	- 2,18	+ 1,06	37,52	41,28	- 3,76
10	- 9,162	+ 10,909	+ 1,747	- 0,55	+ 1,20	+ 0,73	+ 0,80	- 0,39	36,80	40,56	- 3,76
11	- 16,149	- 0,978	- 17,127	+ 20,25	+ 3,12	+ 1,91	+ 2,10	- 1,02	31,20	34,95	- 3,75
12	- 7,736	- 30,694	- 38,430	+ 36,15	- 2,28	- 1,39	- 1,53	+ 0,74	0,87	4,61	- 3,74
7	+ 28,948	- 12,512	+ 16,436	- 15,35	+ 1,09	+ 0,67	+ 0,74	- 0,35	37,94	41,69	- 3,75
	+ 11,694	+ 9,461	+ 21,155		+ 0,06	+ 0,04	+ 0,04	- 0,01			
			+ 3,526								

 $z_2 = - 3,75$

$$\frac{1}{p} = \frac{1}{p'} = 1,1025 \quad p = 0,9062 \quad \frac{1}{p'} = \frac{1}{p'^2} = 0,5329 \quad p' = 1,8765$$

$$m_s^2 = 1,6354 \quad p_s = 0,6115 \quad |\delta\delta_s| = 28,0144$$

$$p_s |\delta\delta_s| = 17,131$$

$$m_s^2 |k^2| = 17,159$$

$$p |vv| = 11,512$$

$$p' |v'v'| = 5,608$$

$$\Sigma = 17,120$$

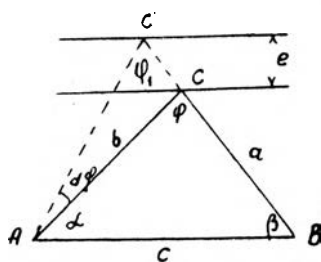
$$(\frac{0}{2}) = \pm \sqrt{\frac{p |vv| + p' |v'v'|}{r - 3}} = \pm \sqrt{\frac{17,120}{3}} = \pm \sqrt{5,706} = \pm 2,39$$

Błąd $(\frac{0}{2})$ wskazuje na ruch punktu kontrolnego

Wyszukiwanie ruchomego punktu kontrolnego

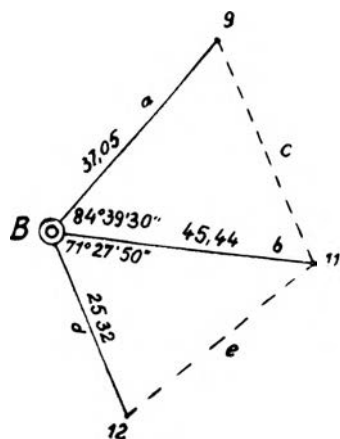
	s_i	ε_i
8	+ 36,0	+ 39,9
9	+ 18,1	+ 18,6
10	— 3,2	+ 1,7
11	— 24,0	— 17,1
12	— 39,9	— 38,4
7	+ 11,6	+ 16,4

Oznaczenie różnic	R ó ż n i c e		$\Delta s - \Delta \varepsilon$
	Δs	$\Delta \varepsilon$	
9 — 8	— 17,9	— 23,5	+ 5,6
10 — 8	— 39,2	— 28,2	— 1,0
11 — 8	— 60,0	— 57,0	— 3,0
12 — 8	— 75,9	— 78,3	+ 2,4
7 — 8	— 24,4	— 23,5	— 0,9
10 — 9	— 21,3	— 16,9	— 4,4
11 — 9	— 42,1	— 35,7	— 6,4
12 — 9	— 58,0	— 57,0	— 1,0
7 — 9	— 6,5	— 2,2	— 4,3
11 — 10	— 20,8	— 18,8	— 2,0
12 — 10	— 26,7	— 40,1	+ 3,4
7 — 10	+ 14,8	+ 14,7	+ 0,1
12 — 11	— 15,9	— 21,3	+ 5,4
7 — 11	+ 35,6	+ 33,5	+ 2,1
7 — 12	+ 51,5	+ 54,8	— 3,3



Na podstawie różnic między wartościami Δs i $\Delta \varepsilon$ podejrzewa się, że celowniki 7 i 8 uległy przesunięci

Na rys. 52 wykreślono nowe stanowisko na podstawie punktów 9, 11, 12 (wcięcie wstecz).



$$e = \frac{ab}{c} d\varphi$$

$$c^2 = a^2 + b^2 - 2ab \cos \alpha$$

$$c^2 = 37,05^2 + 45,44^2 - 2 \times 37,05 \times 45,44 \times 0,093288$$

$$c^2 = 3123,3887 \quad c = 55,89 \quad \text{graficznie} - 55,5$$

$$e^2 = 45,44^2 + 25,32^2 - 2 \times 45,44 \times 25,32 \times 0,31798$$

$$e^2 = 1974,1980 \quad e = 44,43 \quad \text{graficznie} - 45,5$$

$$d\varphi_7 = \varphi' - \varphi = 84^{\circ}39'31''5 - 84^{\circ}38'49,4 = 42'',1$$

$$d\varphi_5 = 71^{\circ}27'49''2 - 71^{\circ}27'33''3 = 15'',9$$

$$e_7 = \frac{ab}{c} d\varphi_7 = \frac{37,05 \cdot 45,44}{55,89 \cdot 206265} \cdot 42,1 = 6,2 \text{ mm}$$

$$e_5 = \frac{bd}{c} d\varphi_5 = \frac{45,44 \cdot 25,32}{44,43 \cdot 206265} \cdot 15,9 = 2,0 \text{ mm}$$

Obliczenie ε'' na podstawie nowego położenia stanowiska

	p_i	c	$\varepsilon'' = \frac{p_i}{c}$
8	6,5	27,4	+ 48,9
9	2,8	37,0	+ 15,6
10	1,1	54,4	— 4,2
11	5,9	45,4	— 26,8
12	5,0	25,3	— 40,8
7	4,0	23,6	+ 35,0

Oznaczenie różnic	R ó ż n i c e		$\Delta s - \Delta \varepsilon'$
	Δs	$\Delta \varepsilon'$	
9 — 8	— 17,9	— 33,3	+ 15,4
10 — 8	— 39,2	— 53,1	+ 13,9
11 — 8	— 60,0	— 75,7	+ 15,7
12 — 8	— 75,9	— 89,7	+ 13,8
7 — 8	— 24,4	— 13,9	— 10,5
10 — 9	— 21,3	— 19,8	— 1,5
11 — 9	— 42,1	— 42,4	+ 0,3
12 — 9	— 58,0	— 56,4	— 1,6
7 — 9	— 6,5	— 19,4	+ 12,9
11 — 10	— 20,8	— 22,6	+ 1,8
12 — 10	— 36,7	— 36,6	— 0,1
7 — 10	+ 14,8	+ 39,2	— 24,4
12 — 11	— 15,9	— 14,0	— 1,9
7 — 11	+ 35,6	+ 61,8	— 26,2
7 — 12	+ 51,5	+ 75,8	— 24,3

Na podstawie różnic $\Delta s - \Delta \varepsilon'$ wynika, że poruszone, są punkty kontrolne o nr 7 i 8.

Do dalszych obliczeń nie bierze się powyższych punktów.

Obliczenie II

Kier. naw. ozn.	dług. $C_i m$	Pomiar wyjściowy K_i	Pomiar aktualny K'_i	$s_i =$ $K_i - K'_i$	$\delta_i = z_2 - s_i$
		$\pm 1,05$	$\pm 0,73$	$\pm 1,28$	
9	37,0	87 38 39,7	21,6	+ 18,1	- 30,35
10	54,4	121 48 36,0	39,2	- 3,2	- 9,05
11	45,4	172 17 29 1	53,1	- 24 0	+ 11,75
12	25,3	243 45 02,4	42,3	39,9	+ 27,65
				- 49,0	0,05

$$z_1 = - 12,25$$

$$|\delta_0| = 1905,61$$

$$m_{z_1} = \pm \sqrt{\frac{1905,61}{12}} =$$

$$= \pm \sqrt{158,80} = 12''6$$

$$(u^0_r) = \pm \frac{12,6 \sqrt{4}}{1,28} = \pm 19''7$$

Ozn. kier.	Współ. kierunk.		Współ. kier. zreduk.		δ_i	Σ
	a_i	b_i	A_i	B_i		
9	- 0,82	+ 5,51	+ 1,70	+ 5,46	- 30,35	- 23,19
10	- 2,57	+ 2,79	- 0,05	+ 2,74	- 9,05	- 6,86
11	- 4,53	- 0,25	- 2,01	- 0,30	+ 11,75	+ 9,44
12	- 2,17	- 7,85	+ 0,35	- 7,90	+ 27,65	+ 20,10
Σ	- 10,09	+ 0,20	- 0,01	0,00	0,00	- 0,01
$-\frac{\Sigma}{r}$	+ 2,52	- 0,05				

	A	B	δ	Σ
$ A $	+ 7,0551	+ 6,9830	- 65,0825	- 51,0444
$ B $		+ 99,8192	- 412,4680	- 305,6658
$ \delta $			+ 1905,6100	+ 1428,0595

$ A $	+ 7,0551	+ 6,9830	— 65,0825	— 51,0444	mnożnik
$ B $		+ 99,8192	— 412,4680	— 305,6658	— 0,98978
		— 6,9116	+ 64,4174	+ 50,5227	
$ B_1 $		+ 92,9076	— 348,0506	— 255,1431	
		$ \delta $	+ 1905,6100	+ 1428,0595	+ 9,224887
			— 600,3787	— 470,8788	
		$ \delta_1 $	+ 1305,2313	+ 957,1807	+ 3,746202
			— 1303,8678	— 955,8176	
$\Delta x =$	+ 5,517				
$\Delta y =$	+ 3,746	$ \delta_2 $	+ 1,3635	+ 1,3631	

$$\Delta x = + 5,517$$

$$\Delta y = + 3,746$$

$$z_2 = \frac{|a|}{r} \Delta x - \frac{|b|}{r} \Delta y +$$

$$+ z_1 = + 1,47$$

Kontrola obliczeń

Kier. nau.	$a_i \Delta x$	$b_i \Delta y$	ε''	$\delta = \varepsilon_2 - s_1$	$\varepsilon_i + \delta' = \Sigma'$	korelaty $= ps \cdot \Sigma'$	kor $v = p$	kor $v' = -p'$	K o n t r o l a			U m a g i
									$K_i + v_i$	$K_i + v'_i + \varepsilon_i$	ε_2	
3	- 4.524	+ 20.642	+ 16.12	- 16.63	- 0.51	- 0.31	- 0.31	+ 0.18	39.36	37.90	+ 1.46	
10	- 14.179	+ 10.452	- 3.73	+ 4.67	+ 0.94	+ 0.57	+ 0.63	- 0.30	36.63	35.17	+ 1.46	
11	- 24.992	- 0.937	- 25.93	+ 25.47	- 0.46	- 0.28	- 0.31	+ 0.15	28.79	27.32	+ 1.47	
12	- 11.972	- 29.408	- 41.38	+ 41.37	- 0.01	0.00	0.00	0.00	2.40	0.92	+ 1.48	
			- 54.92	- 0.04	- 0.02	- 0.02	- 0.02	- 0.01				
			- 13.76									

Poprawki za mimosród (wyznaczone graficznie)

Kierunek na punkt	2.5 p mm	p mm	c mm	$\varepsilon'' = \frac{p}{c}$
p	10.8	4.3	566 310	+ 1'5
l	15.4	6.2	380 000	+ 3.4
ll	2.8	1.1	550 000	+ 0.4
lll	5.0	2.0	570 000	+ 0.7
7	8.2	3.3	23 630	+ 28.8
8	15.3	6.1	27 350	+ 46.0
9	7.5	3.0	37 050	+ 16.7
10	1.2	0.5	54 390	- 1.9
11	13.0	5.2	45 440	- 23.6
12	12.5	5.0	25 320	- 40.7

$$m_s^2 = 1.6354 \quad p_s = 0.6115 \quad |\delta_2| = 1.3635$$

$$p[rv] = 0.5515 \quad (u_s^2) = \pm \sqrt{\frac{p[rv] + p[v'e']}{r-3}} = \pm \sqrt{\frac{0.8234}{4-3}} = \pm 0.91$$

$$p'[r'e'] = 0.2719 \quad (u_s'^2) = \pm \sqrt{\frac{0.8234}{4-3}} = \pm 0.91$$

$$m_s^2 \cdot [k^2] = 0.8234 \quad \left. \begin{array}{l} p_s |\delta_2| = 0.8338 \\ m_s^2 \cdot [k^2] = 0.8167 \end{array} \right\} \text{kontrola}$$

Błąd (u_s^0) wskazuje na to, że cztery punkty kontrolne są stałe

$$(m_{\Delta y}) = \pm (u_{\Delta y}^0) \sqrt{\frac{1}{[BB]}} = \pm 0.91 \sqrt{\frac{1}{92,9076}} = \pm 0.09 \text{ mm}$$

$$(m_{\Delta x}) = (m_{y\Delta}) \sqrt{\frac{[BB]}{[AA]}} = \pm 0.09 \sqrt{\frac{99,8192}{7,0551}} = \pm 0.34 \text{ mm}$$

Obliczenie przesunięć poprzecznych

Cel	Pomiar wysokościowy K_i dnia 14. 7. 1955 r.		Obiekt Iglica PKiN Obliczenie przesunięć poprzecznych na stanowisku B		Pomiar porównany dnia 11. 10. 1955 r.	
	K_i	K'_i	δ''	$(K'_i) = \frac{s_i}{K'_i - K_i}$ $(K''_i) = \frac{\Delta_i}{(K''_i) - K_i}$	diag. ocelowej c_i mm	w_i mm przesunięcie $p_i = w_i \Delta_i = w_i m_{\Delta_i}$ mm
	$\mu = 6''.92$	$\mu' = 1''.22$	$m_s = 1''.53$			$m_{p_i} =$ mm
1	259 59 60.0	60.0	+ 3.4	60.2 + 0.2	574 000	2.783 + 0.8 4.3
26	73 13 52.1	54.1	+ 1.5	55.6 + 0.3	558 500	2.708 + 6.8 4.2
25	73 37 08.7	12.9	+ 1.5	14.4 + 2.5	566 310	2.746 - 1.9 4.3
23	74 03 09.9	10.9	+ 1.5	12.4 + 0.7	566 310	2.746 - 39.5 4.3
21	74 05 58.4	45.7	+ 1.5	47.2 + 14.4	566 310	2.746 - 17.8 4.3
20	74 11 10.0	05.2	+ 1.5	06.7 + 6.5	566 310	2.746 + 14.0 4.3
22	74 16 07.8	14.6	+ 1.5	16.1 + 5.1	566 310	2.746 - 0.8 4.3
24	74 18 58.2	59.6	+ 1.5	61.1 + 1.0	558 700	2.709 - 2.7 4.2
28	75 09 33.5	34.2	+ 1.5	35.7 + 0.3		
11	303 59 10.4	13.7	+ 0.4	14.1 + 0.5		
111	309 12 28.2	30.1	+ 0.7	30.8 + 0.6		
	Σ	Σ	Σ	Σ		
			$- 9.7$	$- 3.23$		

Kontrola

$$\Sigma(K'_i) = \Sigma K'_i + \Sigma(s)$$

$$\Sigma(K''_i) = \Sigma K''_i + n \cdot z$$

$$\Sigma \Delta_i = \Sigma(K''_i) - \Sigma K_i$$

$$\Sigma \Delta_i = 0 \text{ dla p.p. orientujących}$$

Uwaga: Fizy opracowaniu graficznym użyto nowej numeracji:

punkt 20 oznaczono I_p
 punkt 21 i 22 oznaczono II_p
 punkt 23 i 24 oznaczono III_p

$$|\partial \partial| = 0.6467$$

Cel	$\delta_i = z - s_i$
I	+ 0.17
II	+ 0.47
III	- 0.63
Σ	- 0.01

$$(m_z) = \frac{|\partial \partial|}{r(r-1)} = \pm \frac{0.6467}{6} = \pm 0.33$$

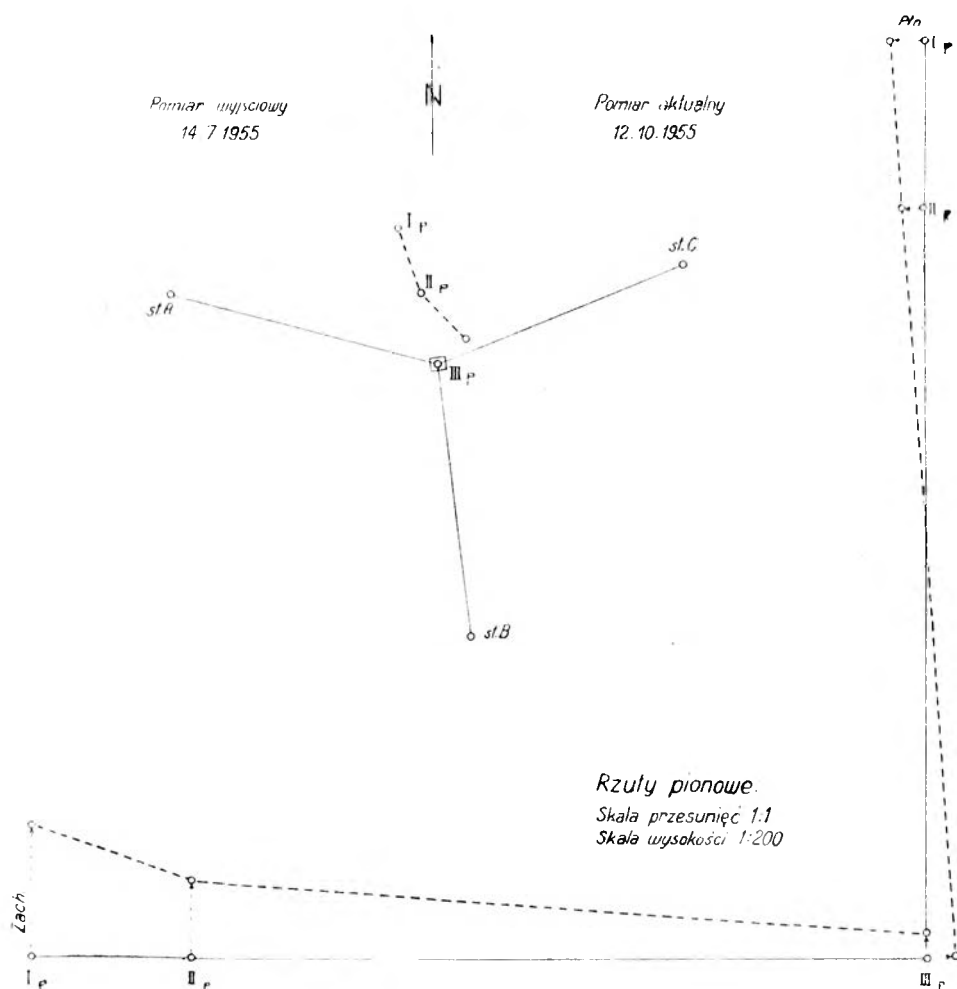
$$(m_z^0) = \frac{(m_z) \cdot r}{m_s} = \pm \frac{0.3}{0.92} = \pm 0''.37$$

$$m_{\Delta} = \frac{m_s^2 + (m_z^0)^2}{2.443} = \pm \frac{2.335 + 0.108}{2.443} = \pm 1''.56$$

7. 3. 4. 2. Analityczna metoda obliczeń przy pomocy krakowianu transformującego [6]. Przyjmuje się jako zasadę obliczenie przesunięć na podstawie obserwacji wyjściowej i aktualnej. Obserwacja pierwsza służy do zestawienia krakowianu transformującego przy czym obliczenia przeprowadza się metodą spostrzeżeń pośredniczących. Przesunięcia i ich średnie błędy każdej okresowej obserwacji otrzymuje się przez krakowianowe przemnożenie krakowianu transformującego przez krakowian wyrazów wolnych.

Ten sposób obliczeń ma szereg zalet, a mianowicie:

- a) szybkie wykonanie obliczeń wyników obserwacji aktualnych,
- b) łatwe obliczenie średnich błędów niewiadomych,



Rys. 53. Wyznaczenie przesunięć iglicy PKiN

- c) na podstawie krakowianu transformującego można orientować się w wadze poszczególnych elementów układu obserwacyjnego.

Wadą, która w znacznym stopniu ogranicza stosowanie tego sposobu jest konieczność stałości układu obserwacyjnego w czasie wszystkich obserwacji (stałość stanowisk, ta sama ilość celowych, te same błędy pomiaru itp.).

7. 3. 4. 3. Graficzne przedstawienie wyników. Przemieszczenia poziome poszczególnych punktów na obiekcie można przedstawić w funkcji czasu, przyjmując za wyjściowe położenie punktu, początek zorientowanego układu współrzędnych.

Przy obserwacji wysmukłych konstrukcji, np. iglicy, aktualne położenie punktów (tworzących oś) może być pokazane w rzucie na dwie pionowe płaszczyzny prostopadłe do siebie, przechodzące przez oś x i y układu współrzędnych, a linia ich przecięcia tworzy oś konstrukcji w położeniu wyjściowym (rys. 53).

7. 4. Doraźna kontrola pionowości wieżowca

7. 4. 1. Uwagi ogólne. W niektórych przypadkach może zaistnieć potrzeba kontroli pionowości wysmukłych części wieżowca, np. iglicy (sposoby kontroli odnoszą się także do kominów, masztów itp.) i dlatego zagadnienie to zostanie pokrótce omówione.

Doraźna kontrola pionowości różni się od okresowych pomiarów przesunięć w następujących punktach:

- a) nie trzeba trwale stabilizować stanowisk oraz wykonywać kontroli ich stałości,
- b) zazwyczaj nie sygnalizuje się punktów na obiekcie specjalnymi celownikami, lecz celuje się na szczegóły konstrukcji (styczne lub osie symetrii elementów konstrukcji),
- c) może być stosowana tylko do konstrukcji wysmukłych, gdzie szereg punktów obserwowanych leży w przybliżeniu w tym samym pionie.

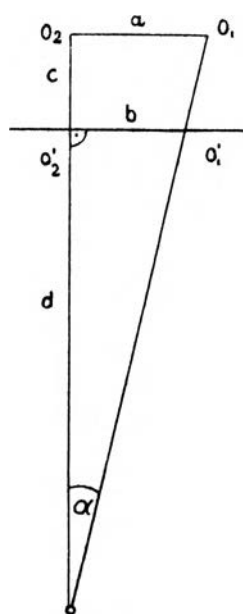
7. 4. 2. Sposób wykonania pomiaru

a) Pomiar przez rzutowanie na podstawę

Najprostszy sposób kontroli pionowości polega na rzutowaniu teodolitem poszczególnych punktów na podstawę, którą traktuje się jako stałą bazę, mierząc odległości między pewnym punktem zerowym na niej, a poszczególnymi rzutami celowników.

Wygodnie jest przyjąć za bazę poziomo i prostopadle do celowej teodolitu ustawianą łatę niwelacyjną (np. przy pomocy przyzmatu) na której można od razu odczytywać wartości liczbowe rzutowanych punktów, przez co eliminuje się obliczenia i konieczność znajomości odległości od stanowiska instrumentu do obserwowanego punktu. Stosowanie tego sposobu jest możliwe przy konstrukcjach ażurowych np. maszty radiowe,

gdyż jest możliwość ustawienia łąty w pionie obserwowanych punktów. Nie wyklucza to możliwości pomiaru tym sposobem pionowości innych konstrukcji, np. iglic, wież, kominów itp. Należy wtedy łątę-bazę umieścić przed obiektem w znanej odległości (w poziomie) od stanowiska jak i od poszczególnych rzutowanych celowników, a to w celu wprowadzenia poprawki do odczytanych wartości na bazie.



Rys. 54

$0_1, 0_2$ — punkty rzutowane na poziomie 1 i 2 (poziom 1 najniższy - wyjściowy)

$0'_1, 0'_2$ — odczyty punktów rzutowanych na łątę

a — właściwa odległość rzutów $0_1, 0_2$

b — odczytana odległość rzutów $0_1, 0_2$

d — odległość od stanowiska do łąty

c — odległość od łąty do rzutu punktu

$$a = b + c \operatorname{ctg} \alpha \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{b}{d}$$

$$a = b + c \cdot \frac{b}{d} = b \left(1 + \frac{c}{d} \right)$$

Dalsze opracowanie wyników wykonuje się graficznie (p. 7. 3. 4. 1. 6.)

b) Pomiar przy pomocy wcięć (trygonometryczny)

Ze stanowisk wybranych w podobny sposób jak przy pomiarach okresowych, stabilizowanych prowizorycznie, obserwuje się kierunki na punkty na obiekcie na najniższym poziomie do którego odnosi się pozostałe celowniki wyżej umieszczone lub do dowolnego punktu dobrze sygnalizowanego.

Dowolność nawiązania jest możliwa ze względu na potrzebę otrzymania tylko różnic między punktami na różnych poziomach (lecz w przybliżeniu w tym samym pionie).

Celowanie na sąsiednie stanowisko ma tę zaletę, że pozwala obliczyć wcięciem wprzód przybliżone współrzędne obserwowanych punktów (współrzędne potrzebne będą do naniesienia punktów przy opracowaniu graficznym). W przypadku braku współrzędnych — punkty wyższe mogą być naniesione przy pomocy przenośnika i milimetrówki. Technika obserwacji jest analogiczna jak w okresowych pomiarach przemieszczeń (p. 7. 3. 3.) z pominięciem obserwowania kierunków na punkty kontrolne i orientujące.

Sposób ten ma zastosowanie tam, gdzie jest niemożliwe lub bardzo utrudnione rzutowanie na podstawę (łątę) i pomiar potrzebnych odległości (patrz p. a).

7. 4. 3. Obliczenia

W terenie wykonuje się wyrównania stacyjne i oblicza się błędy średnie kierunku w celu zorientowania się o jakości wykonanych prac.

Następnie oblicza się różnice kątowe $\Delta\alpha''$ między kierunkami na odpowiednie punkty leżące (w przybliżeniu w tym samym pionie) na różnych poziomach w stosunku do poziomu najniższego - porównawczego. Różnice kątowe zamienia się na miarę liniową d_i wg wzoru:

$$d_i = \frac{c_i}{\rho''} \cdot \Delta\alpha_i''$$

c — długość celowej

ρ'' — 206265

7. 4. 4. Opracowanie graficzne

Opracowanie graficzne wyników pomiarów będzie analogiczne jak przy okresowych obserwacjach przemieszczeń jednego punktu przez kilka pomiarów (p. 7. 3. 4. 4). Odnosi się to także do graficznego zilustrowania wyników (p. 7. 3. 4. 5).

LITERATURA

- [1]. *Abramow N. M.* Stroitelstwo fundamenta wysotnowo zdania. Mechanizacja trudujomkich i tiazolyh robot, Nr 2/1950.
- [2]. *Czerski Z.* Wplyw przeszkody przy pomiarach lunetowych. Przegląd Geodezyjny Nr 2-3/1946.
- [3]. *Cytowicz H. A.* Mechanika gruntów. Moskwa 1951.
- [4]. *Gercog A. A.* Eksploatacja awtomobilnodoroznyh mostow. Moskwa, 1949.
- [5]. *Graff O. i Weil G.* Über Versuche zur Messung von Windkräften und Auflagekräften an einem 190 m hohen hölzernen Turm, durchgeführt in den Jahren 1935 bis 1943. Fortschritte und Forschungen in Bauwesen.
- [6]. *Hausbrandt S.* Rachunki geodezyjne. Warszawa. 1953.
- [7]. *Hausbrandt S.* Wyrównanie sieci trygonometrycznych z odrzuceniem założenia bezbłędności punktów nawiazania. Geodezja i Kartografia Tom III, zeszyt 1, Warszawa 1954 r.
- [8]. *Hüchel S.* Pale Franki i sposoby zastapienia ich innymi typami pali. Prace Instytutu Techniki Budowlanej.
- [9]. *Jordan-Eggert.* Handbuch der Vermessungskunde — Zweiter Band. Zweiter Halbband 1933.
- [10]. *Kosarukow I. I.* Konstrukcji wysotnowo doma na Smolenskoj płoszczadi. Gorodskoje Choziajstwo Moskwy Nr 2/1953.
- [11]. *Kulakow A. P.* Wysotnoje zdanie u krasnych worot. Gorodskoje Choziajstwo Moskwy Nr 1/1953.
- [12]. *Knothe S.* Wplyw budowy i eksploatacji tunelu na powierzchnię. Przegląd Geodezyjny Nr 9/1952.
- [13]. *Kochmański.* Roboty przebitkowe. Przegląd Geodezyjny Nr 9/1952.
- [14]. *Korczyński I. T.* Kolebania wysotnych zdani. Stroitelnaja Promyslenost Nr 11/1952.
- [15]. *Lazzarini T.* Geodezyjne pomiary odkształceń (ze szczególnym uwzględnieniem potrzeb kontroli zapór wodnych). Warszawa. 1952. Prace GINB Nr 12.
- [16]. *Lazzarini T.* Ogólne wiadomości o geodezyjnych pomiarach odkształceń. Rocznik Geodezyjny. 1953. część VI, rozdz. X.
- [17]. *Lazzarini T.* Wyznaczenie odkształceń metodami geodezyjnymi. Rocznik Geodezyjny. 1954. rozdz. X a.
- [18]. *Lazzarini T.* Pomiary odkształceń. Referat na XI Konferencję Naukowo-Techniczną S.G.P. Grudzień 1955 r.

-
- [19]. *Masiłow H. H.* Prikladnaja miechanika gruntow. Moskwa 1949.
 - [20]. *Romanowicz E.* Metody geodezyjne badania wpływów eksploatacji górniczej na powierzchnię. Przegląd Geodezyjny Nr 2/1952.
 - [21]. *Piętkowski R.* Mechanika gruntów. Warszawa, 1950.
 - [22]. *Szymoński J.* Instrumentoznawstwo geodezyjne. Warszawa, 1954.
 - [23]. *Schrechenberger K., Urban P.* Ein. Hochhaus in Schüttecten. Beton und Stahlbeton Nr 3/1953.
 - [24]. *Tarnowski K.* Geodezyjne pomiary odkształceń przy badaniach geologicznych i gruntowych na terenie Pałacu Kultury i Nauki im. Stalina w Warszawie. Prace Instytutu Geodezji i Kartografii, Tom III, zeszyt 2 (6), Warszawa 1955 r.
 - [25]. *Warchałowski E.* Niwelacja geometryczna. Warszawa, 1954.
 - [26]. *Weigel K.* Rachunek wyrównawczy według metody najmniejszych kwadratów oraz jego zastosowania przy rozmierzaniu kraju. Lwów-Warszawa, 1923.
 - [27]. Materiały z badań na terenie Pałacu Kultury i Nauki im. J. Stalina, wykonywanych przez Geodezyjny Instytut Naukowo-Badawczy.

КЛЕМЕНС ТАРНОВСКИ

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗМЕРЕНИЯ ДЕФОРМАЦИИ ВЫСОТНЫХ
ЗДАНИЙ С ОСОБЕННЫМ УЧЕЕНИЕМ РАБОТ, ВЕДЕННЫХ
НА СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДИ ДВОРЦА КУЛЬТУРЫ
И НАУКИ в ВАРШАВЕ

Резюме

Настоящий труд является дополнением и продолжением публикации, которая под заглавием „Геодезические наблюдения деформаций при геологических исследованиях на строительной площади Дворца Культуры и Науки им. И. Сталина в Варшаве“ была помещена в „Трудах Института Геодезии и Картографии“ (том III, выпуск 2/6/ 1955 г.). Выше упомянутую публикацию будем дальше называть „I частью“.

Описание геодезических работ, помещенное в в. уп. публикации дополнено теперь с точки зрения целесообразности применения разных типов геодезических знаков и их надлежащего размещения.

Подробно оговорены следующие типы реперов:

- глубинный трубочный т. наз. незаиляемый репер (черт. 28, 28а);
- глубинный репер более простой конструкции (черт. 29), применяемый при осаждении плиты фундамента на меньшей глубине;
- репер в форме сваи Штраусса;
- репер земной, мелко осажденный, в форме бетонного столба длиной ок. 2 м.;
- плавающая марка, примененная при грунтовых исследованиях на площади Д. К. и Н. (часть 1-ая);
- плавающая марка продолжаемая (черт. 33, 34), допускающая непрерывные наблюдения движения грунта, от начала земных работ вплоть до окончания строительных работ (до окончания наблюдения деформации объекта);

— репер поверхностный — черт. 31, 32, (тип репера показанный на черт. 31 применялся при гидрологических исследованиях на строительной площади Д. К. и Н.).

Размещение реперов было различное, в зависимости от их предназначения, а именно :

Реперы привязки (постоянные) были размещены так, чтобы обеспечить им наибольшую стабильность, а специальные реперы, служащие для исследования движения грунта (или объекта) — так, чтобы их наблюдения дали возможно больше материала относительно поведения среды в которой они размещены.

Как дополнение 1-ой части указаны некоторые способы графического изображения результатов наблюдения, напр. при пробной нагрузке грунта (черт. 37, 38).

Подробно описаны способы наблюдения и вычисления при геодезических измерениях деформации строения в горизонтальной и вертикальной плоскостях, принимая во внимание измерения на строительной площади Д. К. и Н.

Обращено внимание на соответственное размещение реперов на разных элементах здания (напр. на плите фундамента, на сводах, стенах и т. п.), а также на необходимость наблюдения величины и протяжения перемещения грунта в соседстве здания при помощи нивелировки плавающих марок и поверхностных реперов. Эти измерения были в некоторой степени продолжением работы при гидрологических грунтовых исследованиях, а их совокупные результаты дали бы ценный материал для интерпретации явления, происходящих в грунте вследствие исследовательских и строительных работ. Измерения деформации здания производятся наиболее часто при помощи прецизионной нивелировки с применением инварных реек и иногда при нивелировке реперов, расположенных на разных высотах (этажах) -- применяя установку с стальной рулеткой (часть 1-ая, черт. 58).

Установка с рулеткой применялась при нивелировке плавающих марок при исследовании грунта (часть 1-ая) и там она подробно описана.

Несмотря на целесообразность и применение способа вычисления вертикальных перемещений реперов путем сравнения исходных и актуальных наблюдений и совместное их уравнивание — метод этот неоговорен, потому что он подан, с примерами, при исследованиях грунта (часть 1-ая, стр. 270).

Упоминается, взамен того, о способе вычисления перемещений по ординатам; способ этот применялся при вычислениях при наблюдениях на строительной площади Д. К. и Н.; этот способ является соответствующим в случаях частых изменений количества реперов, формы нивелиционной сети и т. п.

Результаты измерений иллюстрированы двумя графиками оседания (во времени) реперов, закрепленных в нижней плите высотной части Д. К. и Н. (черт. 45). На одном графике даны также величины нагрузок (черт. 46).

В первой части публикации не были затронуты проблемы измерения деформации здания в горизонтальной плоскости, вследствие чего теперь подробно описаны разного рода знаки, необходимые для этих наблюдений (на строительной площади Д. К. и Н. применялись следующие знаки: наблюдательная станция — черт. 30, знаки для контроля постоянства станции — черт. 36, знаки на объекте — черт. 36а). Описано размещение знаков, геодезические методы измерения и методы вычисления при периодических измерениях деформации. Подчеркнута целесообразность согласования точности при измерениях деформации в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Много внимания уделено полному представлению способов контроля постоянства инструментальных станции и, в случае надобности, определению величины их перемещений. Рассмотрен самый общий случай, когда перемещение инструментальной станции определяется по контрольным знакам, из которых только некоторые (по меньшей мере 4) остались неподвижны, а остальные подверглись смещению. Даны также способы идентификации контрольных знаков. Дан пример вычисления величины деформации шпиля Дворца К. и Н. Сокращенно оговорен способ скорого, безотлагательного контроля отвесности стройных конструкции (напр. шпиля, дымовых труб, мачт и т. п.).

KLEMENS TARNOŃSKI

GEODETICAL MEASUREMENTS OF DISTORTIONS IN SKYSCRAPERS WITH SPECIAL REFERENCE TO THE WORK CARRIED OUT ON THE PREMISES OF THE PALACE OF CULTURE AND SCIENCE IN WARSAW

S u m m a r y

The present paper is a supplementation and continuation of the study entitled „Geodetical surveying of deformations at hydrological and ground researches on the grounds of the Palace of Culture and Science”, published in Proceedings of the Institute of Geodesy and Cartography, Vol. III, Fasc. 2/6/1955 (and referred to as Part I below in this text).

The description of surveying work, contained in the above study was supplemented from the point of view of various types of bench marks and their proper location.

Thus the following types of bench marks were discussed in detail:

- pipe depth mark, the so-called „slime-proof” type (Fig. 28, 28a);
- depth bench mark of a more simple construction (Fig. 29), used when the foot is set at a smaller depth;
- bench mark in the form of Strauss’ post;
- shallow earth bench mark in the form of a concrete post, about 2 m in length;
- floating mark used for ground testing on the premises of the Palace (Part I, p. 3);
- extensible floating mark (Fig. 33, 34) allowing the movements of the ground to be steadily observed from the beginning of the excavation work till the completion of the building (till the observation of the behaviour of the structure is completed);
- surface bench mark, as shown in Fig. 31, 32 (the type shown in Fig 31 was used for hydrological research work on the premises of the Palace).

The distribution of the bench marks had the following considerations in view: the connecting stationary bench marks were distributed in such a way that they should secure the maximum stability, while the special bench marks, used for the examination of the movements of the ground (or the structure), so that their observation might supply as much valuable material as possible concerning the behaviour of the medium in which they were placed.

In the supplement to Part I also some methods of the graphic representation of the results of measurements were presented, e. g., when the ground is experimentally loaded: Fig. 37, 38.

The methods of observation and computation in the geodetical measurements of distortions in structures in the vertical and horizontal planes were described in detail in reference of the work carried out on the premises of the Palace.

Attention was paid to the proper settlement of bench marks on various elements of the structure (e. g., its bottom plate, vaults, walls, etc.) and to the necessity of observing the volume and extent of ground shift in the neighbourhood of the structure by levelling the floating and surface bench marks. These measurements would in some degree be a continuation of the hydrogeological and ground research and their combined results would contribute some valuable material to the interpretation of the phenomena occurring in the ground in consequence of the research and building operations.

The measuring of distortions in a structure is most frequently made by means of precision levelling with the help of invar stadia rods and, possibly, of a tape device (Part I, Fig. 58), the bench marks placed at various heights of the structure being levelled.

A tape device was used for the levelling of the floating bench marks during ground testing (Part I, p. 3) and described in detail there.

Although it is useful to apply the computations of the vertical shifts of the bench mark by comparing the initial and actual observations and by combined levelling, and although these computations were applied, this method was not discussed, since it had been presented and illustrated in the publication on the ground research (Part I, 270).

On the other hand the method of computing shifts from the ordinates was mentioned, which method was employed to make computations during the work on the premises of the Palace. (This is a good method only when the number of bench marks, the shape of the levelling net, etc., undergo very frequent changes).

To illustrate the results of the measurements two diagrams were given showing the sinking rate of the bench marks stabilised on the lower plate of the high part of the Palace (Fig. 45). One of the diagrams also shows the quantities of load (Fig. 46).

The problems concerning the measuring of distortions in the horizontal plane were not discussed in Part I of the work and consequently it was necessary to discuss in detail the kinds of signs needed for observation (the following signs were used on the premises of the Palace: the stand, Fig. 30; the signals to check on its stability, Fig. 36; the signals on the structure, Fig. 36a), their distribution, methods of geodetical measuring and of computation in periodical measurements of distortions. It was pointed out that it is wise mutually to relate to each other the procedures aiming at determining the quantities of distortion in the structure in the vertical and horizontal planes.

Much space was devoted to an exhaustive presentation of methods of checking the stability of the observation stands and of determining what, if any, was the extent to which they shifted. A most common case was considered in which the movement of the stand was determined from the control signals of which only some (at least four) were stationary while the others had been shifted. Methods of identifying shifted control signals were also given.

An illustration of the computation of the extent of distortion in the Palace spire was also included. The above discussed cases are analysed in it.

A brief summary was given of the method of immediately checking the verticality of slender structures (spires, chimneys, masts, etc.)