

528 (045)

P25

Г. С. РАТУШНЯК

ІНЖЕНЕРНА ГЕОДЕЗІЯ



ПРАКТИКУМ



- Основне призначення навчального посібника — закріплення теоретичних знань і активізація творчої самостійної роботи студентів при виконанні лабораторних та розрахунково-графічних робіт і учбової практики.

Г. С. РАТУШНЯК

ІНЖЕНЕРНА ГЕОДЕЗІЯ

ПРАКТИКУМ

*Затверджено
Міністерством вищої освіти України
як навчальний посібник для студентів
вузів будівельних спеціальностей*

АБОНЕМЕНТ-3

Київ
«Вища школа»
1992

ББК 38.115я73
Р 25
УДК 528.48(07)

У навчальному посібнику розглядаються оцінка точності вимірювання і призначення допусків, рішення задач на топографічних картах і планах, будова сучасних геодезичних приладів, даються практичні рекомендації щодо роботи з ними. Наводяться приклади обчислення координат точок, складання плану будівельної ділянки та профілю траси лінійної споруди, проектування вертикального планування і складання розбивочних креслень. Подаються склад, організація і методи виробництва робіт при інженерно-геодезичних розвідках.

Для студентів вузів будівельних спеціальностей.

В учебном пособии рассматриваются оценка точности измерений и назначение допусков, решение задач на топографических картах и планах, устройство современных геодезических приборов, даются практические рекомендации по работе с ними. Приводятся примеры вычисления координат точек, составления плана строительного участка и профиля трассы линейного сооружения, проектирования вертикальной планировки и составления разбивочных чертежей. Подаются состав, организация и методы производства работ при инженерно-геодезических разведках.

Для студентов вузов строительных специальностей.

Рецензенты: д-р техн. наук *А. Г. Григоренко* (Київський державний університет), канд. техн. наук *В. П. Стукальський* (Одеський інженерно-будівельний інститут)

374445

Редакційна група літератури з будівництва і архітектури
Редактор *О. І. Черкасенко*

Р 3303000000—148
М211 (04)—92 135—91

ISBN 5-11-003606-3

© Г. С. Ратушняк, 1992

НТБ ВЛІ
г. ВИННИЦА

Розвиток громадського виробництва і рішення соціальних завдань, спрямованих на всебічне поліпшення добробуту народу, потребує прискорення науково-технічного прогресу в капітальному будівництві, а також перебудови вищої освіти з метою подальшого вдосконалення теоретичної і практичної підготовки фахівців будівельного профілю. Проектування, будівництво і експлуатація різних народно-господарських об'єктів передбачають комплексне вивчення природних умов з метою виявлення їх впливу на технічно-експлуатаційні характеристики споруд, їх надійність і довговічність.

Інженер-будівельник повинен знати всі процеси, що відбуваються в природному середовищі і можуть порушуватись або змінюватись в результаті будівництва різних народногосподарських об'єктів. Під час інженерних розвідок необхідно виявити весь комплекс природних умов будівництва та експлуатації інженерних споруд і передбачити такі зміни процесів, які можливі в результаті взаємодії споруд і природного середовища, що їх оточує.

Практична підготовка інженера-будівельника повинна бути спрямована на те, щоб він знав склад і технологію геодезичних робіт, що забезпечують розвідку, проектування і будівництво споруд, умів кваліфіковано ставити конкретні геодезичні завдання, пов'язані з будівництвом на будь-якому його етапі, умів використовувати топографо-геодезичний матеріал, виконувати детальні розбивки і виконавчі зйомки результатів будівельно-монтажних робіт.

Матеріал навчального посібника відповідає програмі курсу «Інженерна геодезія» для будівельних спеціальностей. Його основне призначення — закріплення теоретичних знань і активізація творчої самостійної роботи студентів при виконанні лабораторних та розрахунково-графічних робіт і учбової практики. Особливу увагу звернено на рішення найбільш поширених в будівельній практиці інженерно-геодезичних завдань, їх геометричну суть, на вибір

раціонального і доступного математичного обґрунтування методів і точності інженерно-геодезичних робіт, на обчислення необхідних допусків при геодезичному забезпеченні будівництва.

До складу навчального посібника увійшли матеріали, що використовуються у навчальному процесі при підготовці інженерів-будівельників в Київському інженерно-будівельному та Вінницькому політехнічному інститутах.

Кандидат технічних наук, доцент ВПІ Г. С. Ратушняк написав гл. 1, 2, 3, 5, 6, 7, 9, 10, 11, додаток; кандидат технічних наук, доцент КІБІ М. О. Володін гл. 4 (крім підпункту 4.7.2, написаного Г. С. Ратушняком), 8 (крім пунктів 8.1, 8.2, написаних Г. С. Ратушняком), 12 і пункт 9.2.

Загальна компоновка посібника здійснена Г. С. Ратушняком.

ГЛАВА 1

ОЦІНКА ТОЧНОСТІ ВИМІРЮВАНЬ І ПРИЗНАЧЕННЯ ДОПУСКІВ

Проблема керування якістю будівельно-монтажних робіт тісно пов'язана із завданням підвищення якості і надійності геодезичних вимірювань. Результати вимірювань на будівельному майданчику неминуче мають похибки, які можуть бути грубими, систематичними й випадковими. Перші дві групи виключаються контрольними вимірами, детальною перевіркою вимірювальних інструментів і вживанням досконалих методик вимірювань. Випадкові похибки відпорядковуюються математичним закономірностям. Це дозволяє оцінити точність вимірювань і призначити допуски.

Точність результатів сукупності вимірювань оцінюють на основі положень теорії похибок вимірювань. Основні завдання обробки результатів вимірювань: визначення за результатами вимірювань їх середнього значення, оцінка точності результатів вимірювань і оцінка точності функції виміряних величин. Вирішення цих завдань дозволяє одержати достовірні значення вихідної величини, оцінити її точність і попередньо вирахувати точність майбутніх геодезичних вимірювань, за результатами яких вибирають відповідний до класу точності геодезичний прилад і методику вимірювань.

1.1. Одиниці, засоби і класифікація вимірювань

Геодезичні вимірювання — це процес знаходження виконавцем або реєструвальним обладнанням значення заданої фізичної величини об'єкта з допомогою технічних засобів з урахуванням впливу навколишнього середовища. Існують різні методи геодезичних вимірювань. В інженерно-геодезичному виробництві фізичні величини виражають довжиною і кутом. Під *довжиною* розуміють горизонтальну або похилу довжину прямої, а також висоту або перевищення однієї точки над другою. Основною одиницею довжини є метр (м). Довжину лінії на місцевості вимірюють у

метрах і кілометрах, а на рисунку — в сантиметрах і міліметрах. *Кут* — це поворот від початкового до кінцевого положення рухомого променя, який виходить з точки, що зветься вершиною. За одиницю плоского кута прийнято радіан (ρ), тобто кут між двома радіусами, що опираються на дугу, довжина якої дорівнює радіусу. В геодезичній практиці кути вимірюють у градусах. Один градус відповідає $1 : 360$ довжини кола. Співвідношення одиниць радіанної і градусної системи такі:

$$1 \text{ радіан-градус } \rho^\circ = 180^\circ/\pi = 57^\circ, 3;$$

$$1 \text{ радіан-хвилинка } \rho' = 180^\circ \cdot 60/\pi = 3438;$$

$$1 \text{ радіан-секунда } \rho'' = 180 \cdot 60 \cdot 60/\pi = 206\,265.$$

Технічні засоби вимірювань: міра, вимірювальний прилад, перетворювач, установка і система. Ці засоби мають нормовані метрологічні властивості. *Міра* (лінійка, стрічка, рулетка та ін.) призначена для відтворення фізичної величини заданого розміру. *Вимірювальні прилади* (термометр, барометр, планіметр, бусоль та ін.) призначено для відтворення сигналу вимірювальної інформації в формі, яку може безпосередньо сприймати виконавець. *Вимірювальний перетворювач* (світлодалекомір) відтворює сигнал вимірювальної інформації в формі, зручній для передавання, подальшого перетворення, обробки та зберігання, але яка не піддається безпосередньому сприйманню виконавцем. *Вимірювальна установка* (стереокомпліатор та ін.) складається із сукупності функціонально об'єднаних засобів вимірювань і допоміжних пристроїв, з'єднаних між собою каналами зв'язку, призначених для відтворення сигналів вимірювальної інформації в формі, зручній для автоматичної обробки, передавання і використання в автоматичних системах керування.

Залежно від способу одержання шуканої величини і засобів, що використовуються, вимірювання поділяються на безпосередні і посередні.

При *безпосередніх вимірюваннях* результат одержують безпосереднім порівнянням величини, що вимірюється, з робочою мірою. У випадках, коли безпосередні вимірювання неможливі або недоцільні, застосовують посередні. При *посередньому вимірюванні* шукану величину обчислюють за відомим рівнянням для цієї величини, у яке входять інші величини, значення яких знайдено безпосереднім вимірюванням.

Вимірювання можуть бути рівноточними і нерівноточними. Для одержання *рівноточних* результатів вимірювання потрібно, щоб однорідні величини вимірювались виконавцями однакової кваліфікації, однакове число разів, однаковими інструментами і при дотриманні ідентичних умов навколишнього середовища. Якщо ж хоча б одну з зазначених вимог буде порушено, то результати вимірювання стануть *нерівноточними*.

1.2. Загальні відомості про обробку і оцінку точності геодезичних вимірювань

Відхилення результату вимірювання від дійсного значення вимірюваної величини є *абсолютною випадковою похибкою*

$$\Delta_n = l_n - X, \quad (1.1)$$

де X — дійсне значення величини, що вимірюється; l_n — значення, одержане при вимірюванні.

Відносна похибка

$$\Delta'_n = (l_n - X)/X. \quad (1.2)$$

Середнє арифметичне абсолютних похибок

$$\Theta = (|\Delta_1| + |\Delta_2| + |\Delta_3| + \dots + |\Delta_n|)/n, \quad (1.3)$$

де $|\Delta_1|$, $|\Delta_2|$, $|\Delta_3|$, ..., $|\Delta_n|$ — абсолютні значення похибок; n — число випадкових похибок.

Властивості випадкових похибок:

а) симетрія відносно нуля: випадкові похибки, однакові за абсолютною величиною, але протилежні за знаком, однаково всі імовірні;

б) компенсація: границя відношення суми випадкових похибок до числа вимірювань має тенденцію наближатися до нуля, якщо число вимірювань прямує до нескінченності:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} ((|\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \dots + \Delta_n|)/n) = \lim_{n \rightarrow \infty} (|\Delta|/n) = 0, \quad (1.4)$$

де Δ_1 , Δ_2 , Δ_3 , ..., Δ_n — абсолютні випадкові похибки; $|\Delta|$ — сума випадкових похибок;

в) розсіювання: для ряду випадкових похибок, отриманих в результаті рівноточних вимірювань, сума квадратів, розділена на їх число, при нескінченному збільшенні останніх наближається до певної границі σ^2 , яка залежить від умов вимірювання:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} (|\Delta^2|/n) = \sigma^2, \quad (1.5)$$

де σ — стандарт, тобто теоретична середня квадратична похибка;

г) обмеженість: за заданих умов вимірювань випадкові похибки не перевищують певної границі $\Delta_{\text{гр}}$, що зветься *граничною похибкою*:

$$|\Delta| \leq |\Delta_{\text{гр}}|; \quad (1.6)$$

д) пропорційність: за будь-яких умов вимірювань відношення граничної похибки до стандарту однакове:

$$\Delta_{\text{гр}}/\sigma = \text{const}; \quad (1.7)$$

е) компактність: в ряді вимірювань малі за абсолютною величиною похибки трапляються частіше від великих. Арифметична середина

$$X = (l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_n)/n = [l]/n, \quad (1.8)$$

де n — число рівноточних вимірювань; $[l]$ — сума окремих вимірювань.

При великому числі вимірювань однієї величини границя середнього арифметичного наближається до дійсного значення вимірюваної величини:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} ([l]/n) = X. \quad (1.9)$$

Похибки окремих вимірювань при відомій арифметичній середині, тобто найімовірніша похибка

$$v_n = l_n - X. \quad (1.10)$$

Точність окремого вимірювання в ряду вимірювань однієї і тієї ж величини, коли відомо її дійсне значення, оцінюють середньою квадратичною похибкою одного вимірювання за формулою Гаусса

$$\begin{aligned} m &= \sqrt{(\Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \Delta_3^2 + \dots + \Delta_n^2)/n} = \\ &= \sqrt{[\Delta^2]/n}. \end{aligned} \quad (1.11)$$

Середню квадратичну похибку одного вимірювання при відомій арифметичній середині обчислюють за формулою Бесселя

$$\begin{aligned} m &= \sqrt{(v_1^2 + v_2^2 + v_3^2 + \dots + v_n^2)/(n-1)} = \\ &= \sqrt{[v^2]/(n-1)}. \end{aligned} \quad (1.12)$$

Середня квадратична похибка лінійної функції $Z = X \pm Y \pm t \pm U \pm \dots \pm V$ (де X, Y, t, U, \dots, V — незалежні змінні аргументи, кожен з яких вимірювався n ра-

зів і кожне вимірювання якого супроводжувалося випадковими похибками $\Delta X, \Delta Y, \Delta t, \Delta U, \dots$):

$$m_z^2 = m_x^2 + m_y^2 + m_t^2 + m_U^2 + \dots + m_V^2. \quad (1.13)$$

Середня арифметична похибка функції багатьох незалежних змінних загального вигляду $Z = f(X, Y, t, \dots, V)$

$$m_z^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial X}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial Y}\right)^2 m_y^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial t}\right)^2 m_t^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial V}\right)^2 m_V^2, \quad (1.14)$$

де $(\partial f/\partial X), (\partial f/\partial Y), \dots, (\partial f/\partial V)$ — частинні похідні по кожній змінній; m_x, m_y, \dots — середні квадратичні похибки кожної змінної (X, Y, t, \dots, V).

Середня квадратична похибка арифметичної середини

$$M = m/\sqrt{n}. \quad (1.15)$$

Загальна арифметична середина (вагове середнє значення) визначається за результатами нерівноточних вимірювань:

$$X_0 = \frac{p_1 l_1 + p_2 l_2 + p_3 l_3 + \dots + p_n l_n}{p_1 + p_2 + p_3 + \dots + p_n}, \quad (1.16)$$

де $p_1, p_2, p_3, \dots, p_n$ — вага результатів нерівноточних вимірювань $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$.

Середня квадратична похибка одиниці ваги при наявності дійсних чи найімовірніших похибок вимірювань є мірою оцінки точності нерівноточних вимірювань:

$$\left. \begin{aligned} \mu &= \sqrt{[\Delta^2 p]/n}; \\ \mu &= \sqrt{[v^2 p]/(n-1)}, \end{aligned} \right\} \quad (1.17)$$

де $[\Delta^2 p], [v^2 p]$ — сума добутків квадратів відповідно дійсних та найімовірніших похибок на вагу результатів вимірювань.

Середня квадратична похибка загальної арифметичної середини

$$M_0 = \mu/\sqrt{[p]}, \quad (1.18)$$

де μ — середня квадратична похибка одиниці ваги; $[p]$ — сума ваг результатів нерівноточних вимірювань.

Гранична похибка середньої арифметичної величини

$$\Delta_{гр} = Mt, \quad (1.19)$$

де M — середня квадратична похибка арифметичної середини; t — число, яке залежить від прийнятої довірчої

імовірності p і числа додаткових вимірювань ($\Delta = n - 1$), використаних для обчислювання арифметичної середини (табл. 1.1).

Інтервал I , усередині якого виявиться дійсне значення X , виміряне з заданою довірчою імовірністю p , визначається за залежністю

$$(X - \Delta_{гр}) \leq X \leq (X + \Delta_{гр}). \quad (1.20)$$

Таблиця 1.1. Визначення числа t

Число додаткових вимірювань N	Довірча імовірність p			
	0,95	0,9545	0,99	0,9973
2	4,30	4,52	9,92	18,5
3	3,18	3,31	5,84	9,20
4	2,78	2,87	4,61	6,63
5	2,57	2,65	4,04	5,50
6	2,45	2,52	3,71	4,91
8	2,31	2,36	3,36	4,28
10	2,23	2,28	3,17	3,96
20	2,08	2,13	2,85	3,42
∞	—	2,00	—	3,00

Арифметичні дії виконують за таким правилом.

При складанні і відніманні наближених чисел у кінцевому результаті необхідно залишати стільки десяткових знаків, скільки їх є в доданку або від'ємнику, що містить найменшу кількість десяткових знаків. У зв'язку з цим перед додаванням або відніманням наближені числа округлюють, залишаючи в них на один десятковий знак більше, ніж у доданку або від'ємнику, які мають найменшу кількість десяткових знаків.

При множенні і діленні наближених чисел в кінцевому результаті потрібно залишати стільки значущих цифр, скільки їх є в числі (співмножнику, діленому, дільнику) з найменшою кількістю значущих цифр. У зв'язку з цим при множенні або діленні чисел з різною кількістю значущих цифр їх округлюють, залишаючи на одну значущу цифру більше, ніж у числі з найменшою кількістю значущих цифр.

При піднесенні наближеного числа до степеня в кінцевому результаті потрібно залишати стільки значущих цифр, скільки їх є в основі даного числа.

Всі обчислення виконують з контролем, використовуючи інший хід рішення даної задачі, або шляхом незалеж-

ного повторювання обчислень. Перед обчисленням перевіряються всі вихідні дані. При обчисленнях не рекомендується користуватись чернетками, тому що переписування цифрового матеріалу пов'язано з затратами часу і можливі помилки при записах. Щоб при обчисленнях не виконувати дій з зайвими цифрами, які не відповідають точності вихідних даних, потрібно їх округлювати згідно з прийнятими правилами. Округлення наближених чисел виконують зразу до необхідного розряду, а не етапами. Якщо перша із цифр, що відкидаються, менше 5, то остання збережена цифра не змінюється. У тому випадку, коли перша із цифр, що відкидаються, більша 5, то останню збережену цифру збільшують на одиницю. Коли частина числа, яка відкидається, дорівнює 5, то останню збережену цифру збільшують на одиницю, якщо вона непарна, і залишають незмінною, якщо вона парна.

При добуванні кореня у кінцевому результаті потрібно залишати стільки значущих цифр, скільки їх є в підкореневому числі.

1.3. Приклади оцінки точності вимірювань і призначення допусків

Приклад 1.1. Довжина сторони теодолітного ходу виміряна сталою стрічкою у прямому ($l_n = 96,55$ м) і зворотному ($l_3 = 96,51$ м) напрямках. Допустима відносна похибка вимірювань не повинна перебільшувати $\Delta'_{\text{доп}} < 1 : 2000$. Визначити відносну похибку і остаточну довжину сторони теодолітного ходу.

Розв'язання. Визначаємо різницю результатів вимірювання

$$\Delta = l_n - l_3 = 96,55 - 96,51 = 0,04 \text{ м.}$$

Середнє арифметичне з результатів двох вимірів

$$l_{\text{ср}} = 0,5 (l_n + l_3) = 0,5 \cdot (96,55 + 96,51) = 96,53 \text{ м.}$$

Відносна похибка вимірювання довжини сторони теодолітного ходу в прямому і зворотному напрямках

$$\Delta' = \Delta / l_{\text{ср}} = 0,04 / 96,53 = 1 / 2413 < 1 / 2000.$$

Оскільки $\Delta' < \Delta'_{\text{доп}}$, за остаточну довжину сторони теодолітного ходу приймаємо середнє арифметичне з результатів двох вимірів $l_{\text{ср}} = 96,53$ м.

Приклад 1.2. При розплануванні осей будови способом полярних координат кут, дійсне значення якого $X = 90^\circ 00'$, був виміряний теодолітом 6 разів. Результати вимірювань: $\beta_1 = 89^\circ 58'$; $\beta_2 = 90^\circ 02'$; $\beta_3 = 89^\circ 58'$; $\beta_4 = 90^\circ 01'$; $\beta_5 = 90^\circ 02'$; $\beta_6 = 89^\circ 59'$.

Визначити середню і середню квадратичну похибки одного виміру.

Розв'язання. Розрахунки виконуємо в табличній формі (табл. 1.2).

Похибка одного виміру кута геодалітом

$$\Delta_1 = l_1 - X = 89^\circ 58' - 90^\circ 00' = -02';$$

$$\Delta_2 = l_2 - X = 90^\circ 02' - 90^\circ 00' = +02';$$

⋮
⋮
⋮

Середня похибка одного виміру

$$\Delta_{\text{ср}} = (|\Delta_1| + |\Delta_2| + |\Delta_3| + |\Delta_4| + |\Delta_6|)/6 = 10/6 = 1',67,$$

де $|\Delta_1|, |\Delta_2|, \dots$ — абсолютні дійсні похибки окремих вимірів.

Таблиця 1.2. Визначення середньої і середньої квадратичної похибок одного виміру

№ виміру	Результат вимірювань l_i	Дійсна похибка Δ_i	Δ_i^2	Оцінка точності
1	89° 58'	-02	4	$\Delta_{\text{ср}} = 10/6 = 1',67$
2	90° 02'	+02	4	
3	89° 58'	-02	4	$m = \sqrt{18/6} = 1',74$
4	90° 01'	+01	1	
5	90° 02'	+02	4	
6	89° 59'	-01	1	

$$n = 6 \quad X = 90^\circ 00' \quad [\Delta] = 0 \quad [\Delta^2] = 18$$

Середня квадратична похибка одного виміру

$$m = \sqrt{[\Delta^2]/n} = \sqrt{18/6} = 1',74.$$

Приклад 1.3. Довжину сторони полігонометрії виміряно світло-далекоміром 6 разів, м: $l_1 = 339,749$; $l_2 = 339,732$; $l_3 = 339,763$; $l_4 = 339,746$; $l_5 = 339,740$; $l_6 = 339,744$.

Вирахувати найімовірніше значення довжини сторони, середню квадратичну похибку одного виміру і арифметичної середини, відносну похибку, найімовірніше значення, граничну похибку та інтервал, у якому знаходиться точна довжина сторони з довірчою імовірністю $p = 0,99$.

Розв'язання. Розрахунки проводимо у табличній формі (табл. 1.3).

Найімовірніше значення довжини сторони полігонометрії

$$X = [l]/n = (l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_5 + l_6)/n = 2038,474/6 = 339,746 \text{ м,}$$

де $[l]$ — сума результатів вимірювань довжини сторони (графа 2 табл. 1.3); n — число вимірів ($n = 6$).

Похибки окремих вимірів

$$v_i = l_i - X = 339,749 - 339,746 = +0,003 \text{ м.}$$

Середня квадратична похибка одного виміру

$$m = \sqrt{[v^2]/(n - 1)} = \sqrt{534/5} = \pm 10,3 \text{ мм,}$$

де $[v^2]$ — сума квадратів найімовірніших похибок окремих вимірів (табл. 1.3).

Середня квадратична похибка арифметичної середини

$$M = m/\sqrt{n} = \pm 10,3/6 = \pm 4,2 \text{ мм.}$$

Відносна похибка найімовірнішої довжини сторони полігонометрії

$$1/N = M/X = 1/80\ 892.$$

Щоб не робити громіздких обчислень, частину значення довжини, загальну для всіх результатів, тобто $l_0 = 339,700$ м, вилучаємо, а за остачами обчислюємо середнє значення

$$L = l_0 + (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \dots + \varepsilon_n)/n = 339,700 + 0,274/6 = 339,746 \text{ м.}$$

Гранична похибка середнього арифметичного значення довжини сторони полігонометрії з довірчою імовірністю $p = 0,99$

$$\Delta_{гр} = Mt = 4,2 \cdot 4,04 = 16,97 \text{ мм,}$$

де M — середня арифметична похибка арифметичної середини; t — число, яке залежить від прийнятої довірчої імовірності і числа додаткових вимірювань $N = (n - 1) = 5$, згідно з табл. 1.1 $N = 4,04$.

Таблиця 1.3. Визначення найімовірнішого значення довжини сторони, імовірних похибок окремих вимірювань і середньої квадратичної похибки одного виміру

№ виміру	Виміряна довжина сторони, м	Остача ε_n , мм	Імовірна похибка ε_n , мм	v_n^2 , мм	Оцінка точності
1	2	3	4	5	6

1	339,749	49	+3	9	$X = 339,746$ м
2	339,732	32	-14	196	
3	339,763	63	+17	289	$m = \pm 10,3$ мм
4	339,746	46	0	0	$M = \pm 4,2$ мм
5	339,740	40	-6	36	
6	339,744	44	-2	4	$1/N = 1/80\ 892$

$$L_0 = 339,700 [\varepsilon] = 274 [v] = 2 [v^2] = 534 \text{ м.}$$

Отже, дійсне значення довжини сторони полігонометрії знаходиться в інтервалі

$$(X - \Delta_{гр}) \leq X \leq (X + \Delta_{гр}), \text{ тобто}$$

$$(339,746 - 0,017) \leq X \leq (339,746 + 0,017), \text{ або } 339,729 \leq X \leq 339,763 \text{ м.}$$

Приклад 1.4. Кут виміряний одним теодолітом 5 разів: $\beta_1 = 39^\circ 09' 6$; $\beta_2 = 39^\circ 09' 08$; $\beta_3 = 39^\circ 09' 7$; $\beta_4 = 39^\circ 09' 8$; $\beta_5 = 39^\circ 09' 6$;

Щоразу застосовується різне число прийомів вимірювання: $n_1 = 3$; $n_2 = 3$; $n_3 = 5$; $n_4 = 4$; $n_5 = 4$.

Знайти найімовірніше значення кута, середню квадратичну похибку одиниці ваги, середню квадратичну похибку найімовірнішого значення і середні квадратичні похибки окремих вимірів.

4 Таблиця 1.4. Обчислення наймовірнішого значення кута, середньої квадратичної похибки одиниці ваги і середньої квадратичної похибки наймовірнішого значення

№ виміру	Виміряний кут β_i	Число прибоїв n_i	Вага p_i	Остача ε_i	$p_i \varepsilon_i$	Похибка v_i	$p_i v_i$	$p_i^2 v_i$	Оцінка точності
----------	-------------------------	---------------------	------------	------------------------	---------------------	---------------	-----------	-------------	-----------------

1 $39^\circ 09',6$ 3 3 0,6 1,8 -0,1 0,03 $X_0 = 32^\circ 09',7$

2 $39^\circ 09',8$ 3 3 0,8 2,4 +0,1 0,03 $\mu = \pm 0',19$

3 $39^\circ 09',7$ 5 5 0,7 3,5 0,0 0,00 $M = \pm 0',14$

4 $39^\circ 09',8$ 4 4 0,8 3,2 +0,1 0,04 $m_1 = \pm 0',11$

5 $39^\circ 09',6$ 4 4 0,6 2,4 -0,1 0,04 $m_2 = \pm 0',11$

$m_3 = \pm 0',08$

$m_4 = \pm 0',10$

$m_5 = \pm 0',15$

$\beta_0 = 39^\circ 09',0$ $\Sigma = 19$ $\Sigma = 19$ $\Sigma = 13,3$ $\Sigma = 0'$ $\Sigma = 0,14$

Розв'язання. Розрахунки виконуємо у табличній формі (табл. 1.4). Знаходимо вагу вимірів, для чого значенню кута, що вимірюється одним прийомом, надаємо ваги $p = 1$.

Обчислюємо загальну арифметичну середину

$$X_0 = \frac{\beta_1 p_1 + \beta_2 p_2 + \beta_3 p_3 + \beta_4 p_4 + \beta_5 p_5}{p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5},$$

де $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4, \beta_5$ — вимірні кути з відповідною вагою.

Щоб не робити громіздких обчислень, зі всіх результатів вимірювань кута вилучаємо загальну частину $\beta_0 = 39^\circ 09'$ і вважаємо $\beta_i = \beta_0 + \varepsilon_i$ і т. д.

$$X_0 = \beta_0 + [\varepsilon_i p_i] / [p_i] = 39^\circ 09' + (0',6 \cdot 3 + 0',8 \cdot 3 + 0',7 \times \\ \times 5 + 0',8 \cdot 4 + 0',6 \cdot 4) / 19 = 39^\circ 09',7.$$

Знаходимо похибку

$$v_i = \beta_i - X_0 = \varepsilon_i - [\varepsilon_i p_i] / [p_i].$$

Обчислюємо середню квадратичну похибку одиниці ваги

$$\mu = \sqrt{[p_i v_i] / (n - 1)} = \pm \sqrt{0,14 / 4} = \pm 0',19.$$

Контролем правильності обчислень є рівність

$$[p_i v_i] = 0.$$

Знаходимо середню квадратичну похибку загальної арифметичної середини

$$M_0 = \mu / \sqrt{[p]} = 0',19 / \sqrt{19} = \pm 0',04.$$

Обчислюємо середні квадратичні похибки окремих вимірів:

$$m_1 = \mu / \sqrt{p_1} = 0',19 / \sqrt{3} = 0',11; m_4 = \mu / \sqrt{p_4} = 0',19 / \sqrt{4} = \\ = 0',10; m_3 = 0',19 / \sqrt{5} = 0',08; m_2 = 0',11, m_5 = 0,10.$$

Приклад 1.5. При перенесенні проекту споруди в натуру планове положення точки перетину осей на місцевості знайдено способом прямокутних координат. Довжина лінії від опорної геодезичної точки до перпендикуляра $S_1 = 58,04$ м, а довжина перпендикуляра $S_2 = 15,3$ м. Прямий кут відкладено теодолітом з середньою квадратичною похибкою $m_\beta = 30''$, а довжину лінії відкладено стрічкою з середньою квадратичною відносною похибкою $m_S/S = 1/2000$; точку зафіксовано дерев'яним кілком з середньою квадратичною похибкою $m_\phi = 2$ мм.

Потрібно вирахувати граничну похибку планового положення точки перетину осей.

Розв'язання. Гранична похибка планового положення точки $\Delta_{гр} = 2m_c$, де m_c — середня квадратична похибка положення точки, що визначається.

Середню квадратичну похибку перенесення в натуру точки способом прямокутних координат знаходимо як лінійну функцію інших прямих вимірних величин:

$$m_c = \sqrt{m_{S_1}^2 + m_{S_2}^2 + m_\beta^2 S_2^2 / \rho^2 + m_u^2 + m_p^2 + m_b^2 + 2m_\phi^2},$$

де m_{S_1}, m_{S_2} — середні квадратичні похибки відкладених довжин: $m_{S_1} = (m_S/S) S_1 = 58,04/2000 = \pm 29$ мм; $m_{S_2} = (m_S/S) S_2 = 15,3/2000 = \pm 7,6$ мм.

Похибка відкладення прямого кута

$$m_p^2 S_2^2 / \rho^2 = (30 \cdot 15\,300 / 206\,265)^2 = \pm 5 \text{ мм.}$$

Середня квадратична похибка положення точки через похибку центрування теодоліта

$$m_u = (e/\sqrt{2}) (S_1 - S_2)/S_2 = \frac{4}{\sqrt{2}} \left(\frac{58,04 - 15,3}{15,3} \right) = \pm 2,1 \text{ мм,}$$

де e — похибка центрування теодоліта з допомогою виска, яка дорівнює 4 мм.

Середня квадратична похибка положення точки через похибку редукції візирної цілі

$$m_p = e_1/\sqrt{2} (S_2/S_1) = 3/\sqrt{2} (15,3/58,04) = \pm 0,6 \text{ мм,}$$

де $e_1 = 3$ мм — похибка редукції візирної цілі для металевого стержня діаметром 20 мм.

Середня квадратична похибка встановлення створу через похибки візування

$$m_v = \frac{20'' \sqrt{2}}{\rho''} \frac{S_2}{V^x} = \frac{20 \sqrt{2} \cdot 15\,300}{206\,265 \cdot 20} = \pm 0,1 \text{ мм,}$$

де $V^x = 20$ — збільшення зорової труби теодоліта.

Тоді

$$m_c = \sqrt{29^2 + 7,6^2 + 5^2 + 2,1^2 + 0,6^2 + 0,1^2 + 2 \cdot 2^2} = \pm 30,5 \text{ мм.}$$

Гранична похибка планового положення точки осі

$$\Delta_{гр} = 2m_c = 2 \cdot 30,5 = 61 \text{ мм.}$$

Отже, при перенесенні осей споруди в натуру способом прямокутних координат з допомогою стрічки ($\Delta' = 1/2000$) і теодоліта ($m_p = 30''$) гранична похибка в даному прикладі не повинна перевищувати $\Delta_{гр} = 61$ мм.

Приклад 1.6. При розплануванні споруди планове положення точки перетину її осей на місцевості знаходять способом полярних координат. Точка перетину осей споруди розміщена на відстані $S = 58$ м від пункта геодезичної опорної мережі. Потрібно знайти, з якою точністю треба виконувати лінійні і кутові вимірювання, щоб похибка планового положення точки перетину осей споруди становила $M \leq 2$ см.

Розв'язання. Положення точки C , яке виражене через полярну відстань S та кут β , характеризується координатами $X = S \cos \beta$, $Y = S \sin \beta$.

Середня квадратична похибка зміщення точки C відносно проектного положення

$$M^2 = m_X^2 + m_Y^2,$$

де m_X , m_Y — відповідно середні квадратичні похибки зміщення точки C по осях X , Y , які визначаються як функція полярного кута β та відстані S :

$$m_X^2 = m_S^2 \cos^2 \beta + (m_\beta^2 S^2 \sin^2 \beta) / \rho^2;$$

$$m_Y^2 = m_S^2 \sin^2 \beta + (m_\beta^2 S^2 \cos^2 \beta) / \rho^2,$$

де m_S, m_β — середня квадратична похибка відкладення на місцевості полярної відстані S та кута β ;

$$M^2 = m_S^2 + m_\beta^2 S^2 / \rho^2.$$

Застосовуючи принцип однакового впливу на точність розпланування споруди лінійних і куткових вимірювань, тобто

$$m_S^2 = S^2 m_\beta^2 / \rho^2 = M^2 / 2,$$

обчислюємо значення похибки лінійних і куткових вимірювань:

$$m_S = M / \sqrt{2} = 2 / \sqrt{2} = \pm 1,4 \text{ см};$$

$$m_\beta = \rho M / 2S = 206\,265 \cdot 0,02 / 2 \cdot 58 = 35'',6.$$

Отже, потрібна точність розпланування споруди може бути забезпечена застосуванням сталюї рулетки і теодоліта з точністю $30''$.

Приклад 1.7. Висота споруди визначена тригонометричним нівелюванням. Відстань від теодоліта до споруди $S = 91,47$ м, кути нахилу $\gamma_1 = 19^\circ 47'$, $\gamma_2 = -1^\circ 39'$. Середні квадратичні похибки вимірювань становлять $m_S = \pm 0,02$ м, $m_\gamma = 30''$. Обчислити середню квадратичну похибку визначення висоти споруди.

Розв'язання. Висоту споруди обчислюємо за формулою тригонометричного нівелювання, м,

$$H = S (\operatorname{tg} \gamma_1 + \operatorname{tg} \gamma_2) = 91,47 (\operatorname{tg} 19^\circ 47' + \operatorname{tg} 1^\circ 39') = 35,54 \text{ м},$$

де $\operatorname{tg} \gamma_1, \operatorname{tg} \gamma_2$ — тангенси кутів нахилу.

Середню квадратичну похибку визначення висоти знаходимо як функцію вимірюваних величин

$$m_H = \sqrt{(\partial H / \partial S)^2 m_S^2 + (\partial H / \partial \gamma_1)^2 m_{\gamma_1}^2 + (\partial H / \partial \gamma_2)^2 m_{\gamma_2}^2}.$$

Оскільки

$$\partial H / \partial S = \operatorname{tg} \gamma_1 + \operatorname{tg} \gamma_2, \quad \partial H / \partial \gamma_1 = S / \cos^2 \gamma_1,$$

$$\partial H / \partial \gamma_2 = S / \cos^2 \gamma_2,$$

то

$$\begin{aligned} m_H &= \sqrt{(\operatorname{tg} \gamma_1 + \operatorname{tg} \gamma_2)^2 m_S^2 + S^2 (1 / \cos^4 \gamma_1 + 1 / \cos^4 \gamma_2) m_\gamma^2} = \\ &= \sqrt{0,3679^2 \cdot 0,02^2 + 91,47^2 (1 / \cos^4 19^\circ 47' + 1 / \cos^4 1^\circ 39') \times} \\ &\quad \times 30^2 / 206\,265^2} = \pm 0,021 \text{ м}. \end{aligned}$$

Отже, середня квадратична похибка визначення висоти споруди тригонометричним нівелюванням $m_H = \pm 0,02$ м.

1.4. Оцінка точності вимірювань з допомогою ЕКОМ

Інженерно-геодезичні розрахунки по оцінці точності вимірювань і призначенню допусків можна значно прискорити, а також збільшити їх точність, використовуючи ЕОМ. Нижче наведено приклад роботи з електронною клавішною обчислювальною машиною «Електроніка МК-54».

Таблиця 1.5. Програма розрахунків на ЕКОМ «Електроніка МК-54»

Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код
00	П1	41	22	П3	43
01	ИП2	62	23	ИП4	64
02	+	10	24	1	01
03	П2	42	25	—	11
04	ИП1	61	26	F1/x	23
05	Fx ²	22	27	ИП3	63
06	ИП3	63	28	×	12
07	+	10	29	F√	21
08	П3	43	30	П3	43
09	FLO	5	31	С/П	50
10	«39»	39	32	Cx	0Г
11	ИП2	62	33	П2	42
12	ИП4	64	34	П3	43
13	+	13	35	1	01
14	П2	42	36	П4	44
15	С/П	50	37	С/П	50
16	Fx ²	22	38	КБП7	87
17	ИП4	64	39	КИП4	74
18	Fx	12	40	ИП4	64
19	1-1	0	41	С/П	50
20	ИП3	63	42	КБП7	87
21	+	10			

Приклад 1.8. Відомі результати вимірювань довжини сторони полігонометрії: $l_1 = 339,479$ м; $l_2 = 339,732$ м; $l_3 = 339,763$ м; $l_4 = 339,746$ м; $l_5 = 339,740$ м; $l_6 = 339,794$ м.

Обчислити імовірну довжину сторони, середню квадратичну похибку одного вимірювання, середню квадратичну похибку арифметичної середини і відносну похибку імовірної довжини сторони. Всі розрахунки виконувати згідно з алгоритмом і програмою (табл. 1.5, 1.6).

Таблиця 1.6. Інструкція для виконання розрахунків на ЕКОМ «Електроніка МК-54» за програмою табл. 1.5

№ пор.	Зміст	Набрати число	Виконати команду	Результат
1	Ввести програму		В/О F ПРГ	
2	Перейти в автоматичний режим роботи		F АВТ	
3	Ввести число вимірювань довжини сторони	$n = 6$	0 → П	
4	Ввести число 1	1	4 → П	1
5	Ввести результат вимірювання довжини сторони l_1	339,749	В/О С/П	339,749

№ пор.	Зміст	Набрати число	Виконати команду	Результат
6	Ввести черговий результат вимірювання l_2	339,732	С/П	339,732
7	Ввести черговий результат вимірювання l_i	l_i	С/П	
8	Якщо вихідні дані вичерпані			$x = [l]/n$
9	Нажати клавиш		С/П	$m =$
				$= \sqrt{[v^2]/(n-1)}$
10	Очистити суматори, ввести число 1 в П4		С/П	1

Запитання і завдання для самоперевірки

1. Види і засоби вимірювань.
2. Одиниці мір в геодезії.
3. Що таке похибка вимірювань?
4. Властивості випадкових похибок.
5. Як оцінюється точність рівноточних вимірювань?
6. Обчислення похибки функції виміряних величин.
7. Чому дорівнює похибка арифметичної середини?
8. Які формули використовуються для оцінки нерівноточних вимірювань?
9. За результатами вимірювань обчисліть найімовірнішу і відносну похибку і остаточні значення сторони теодолітного ходу.
10. Визначте середню і середню квадратичну похибки вимірювання кута теодолітом 6 разів.
11. Обчисліть найімовірніше значення довжини сторони полігонометрії, яка виміряна світлодалекоміром 6 разів, середню квадратичну похибку одного вимірювання, середню квадратичну похибку арифметичної середини, відносну похибку найімовірнішого значення і граничну похибку. Побудуйте інтервал, в якому знаходиться точне значення сторони з довірчою імовірністю $p = 0,99$.
12. Обчисліть загальну арифметичну середину, її середню арифметичну похибку, середню квадратичну похибку одиниці ваги і середні квадратичні похибки окремих вимірювань кута одним і тим же теодолітом 5 разів з різної кількості прийомів.
13. Обчисліть граничну похибку планового положення точки, місцеположення якої визначено способом прямокутних координат.
14. Обчисліть, з якою точністю потрібно виконувати лінійні і кутові вимірювання при визначенні місцеположення точки способом полярних координат, щоб похибка планового положення її становила $M < 2$ см.
15. Обчисліть середню квадратичну похибку визначення висоти споруди за виміряними з відомою точністю горизонтальною відстанню і вертикальним кутом.

ГЛАВА 2

РОЗВ'ЯЗУВАННЯ ЗАДАЧ НА ТОПОГРАФІЧНИХ КАРТАХ І ПЛАНАХ

2.1. Загальні відомості про топографічні карти і плани

Географічні карти дозволяють вивчити комплекс природоекономічних характеристик району будівництва для вибору найбільш оптимального проектного рішення.

Топографічна карта — це зменшене узагальнене відображення земної поверхні, побудоване за обумовленими математичними закономірностями. Вона є основою для розробки генеральних планів будівництва, камерального трасування лінійних споруд та ін. Топографічні карти в СРСР складають в рівнокутній поперечно-циліндричній проекції Гаусса, що обчислюється за елементами еліпсоїда Красовського, і в Балтійській системі висот. Положення будь-якої точки фізичної поверхні землі визначається проекцією цієї точки на поверхні земного еліпсоїда (геодезичні або прямокутні координати). Ділянки місцевості на карті відображають в зменшеному вигляді. Масштабом топографічної карти або плану є відношення довжини лінії на карті або плані до горизонтальних проекцій цих ліній на місцевості. Масштаби бувають числовими, лінійними (рис. 2.1) та поперечними (рис. 2.2).

На топографічних картах відображається територія земної поверхні, яка обмежена на заході і сході меридіанами, на півночі і півдні — паралелями з відомими довготою і широтою (рис. 2.3). На північній і південній опорних рам-

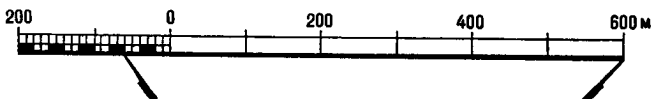


Рис. 2.1. Визначення горизонтальної проекції довжини лінії з допомогою лінійного масштабу 1 : 10 000

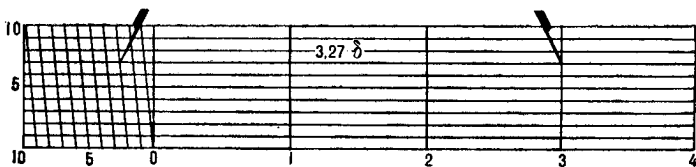


Рис. 2.2. Визначення горизонтальної проекції лінії з допомогою поперечного масштабу

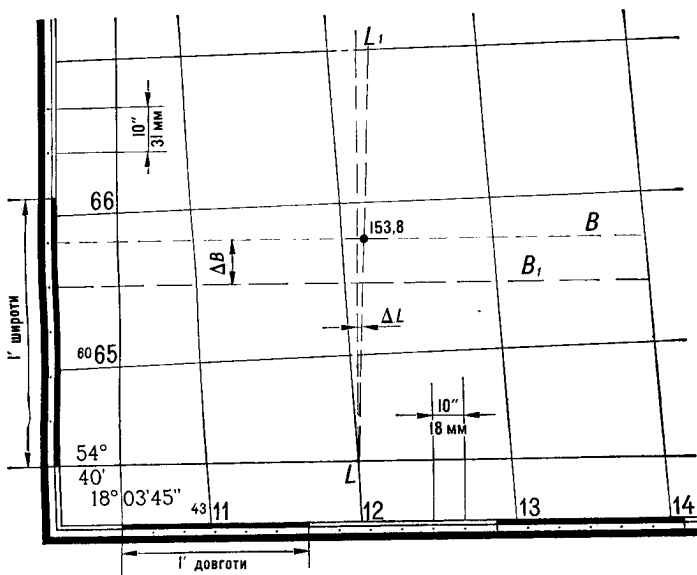


Рис. 2.3. Визначення географічних координат точки

ках трапеції нанесені мінутні поділки по довготі, а на західній і східній сторонах — по широті у вигляді чорних і білих шашок, які чергуються. Кожна мінута довготи і широти поділена точками на шість частин, відстань між якими відповідає $10''$. З'єднавши прямими відповідні точки на протилежних широтах і довготах трапеції, можна одержати геодезичну сітку координат у вигляді ліній паралелей і меридіанів. В кутках рамки наведені їх географічні координати.

Прямокутна система координат на топографічній карті зображена лініями кілометрової сітки (рис. 2.4). Горизонтальні лінії сітки, паралельні проекції екватора на горизонтальну площину, становлять осі ординат, а вертикальні лінії, паралельні осьовому меридіану — осі абсцис. Виходи ліній координатної сітки підписані між внутрішньою і мінутними рамками, що дозволяє визначити плоскі прямокутні координати точок.

Висотне положення точок земної поверхні відображається горизонталями, які проведені через відповідну висоту перерізу в залежності від масштабу карти і характеру рельєфу місцевості, та додатковими абсолютними позначками точок. Висота перерізу рельєфу наведена під південною зовнішньою рамкою.

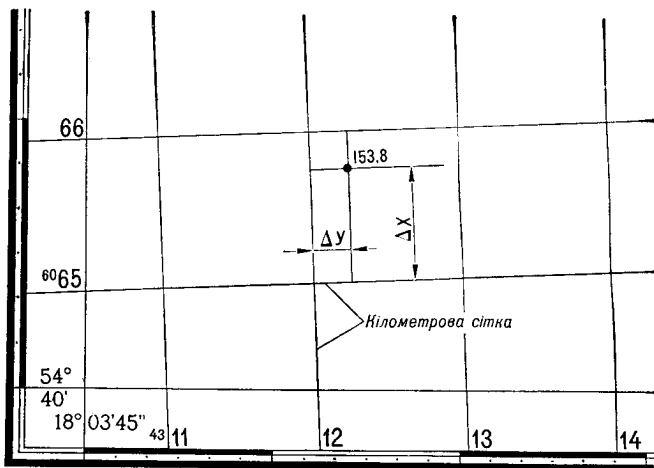


Рис. 2.4. Визначення прямокутних координат точки

Номенклатура аркуша карти вказана над північною зовнішньою рамкою. Числовий, словесний і лінійний масштаби, а також графік закладання розташовані під південною зовнішньою рамкою. Під південно-західним кутом рамки знаходиться пояснювальний підпис про схилення магнітної стрілки і середні кути зближення меридіанів.

У внутрішній рамці карти з допомогою контурних і позамасштабних умовних топографічних знаків відображено рельєф і ситуацію.

2.2. Визначення відстаней по карті

Довжину лінії між двома точками на карті можна визначити з різною точністю, використовуючи числовий, лінійний і поперечний масштаби та з допомогою курвіметра. Наприклад:

1. Потрібно визначити довжину лінії між точками 212,8 (6812) і 171,3 (6713) на карті У-34-37-Б-в-4 масштабу 1 : 10 000.

Числовий масштаб карти 1 : 10 000. Отже, 1 см на карті відповідає 10 000 см, або 100 м на місцевості.

Горизонтальна проекція довжини лінії на місцевості

$$d = lm, \quad (2.1)$$

де l — довжина відрізка на карті, см; m — значення числового масштабу карти.

Довжина відрізка на карті між заданими точками дорівнює 10,4 см. Тоді довжина лінії на місцевості, знайдена по

формулі (2.1),

$$d = 10,4 \cdot 10\,000 = 104\,000 \text{ см} = 1040 \text{ м} = 1,04 \text{ км.}$$

2. Для прискорення переходу від вимірних довжин ліній на карті до відповідних відстаней на місцевості користуються лінійним і поперечним масштабами. Лінійний масштаб показується на кожній топографічній карті.

Потрібно визначити горизонтальну проекцію довжини лінії між точками 156,9 (6511) і 140,5 (6612).

Таблиця 2.1. Обчислення довжини звивистої лінії з допомогою курвіметра

Лінія	Відліки		Різниця відліків, м	Середнє значення різниці відліків, м	Ціна поділки, м/см	Довжина лінії, м
	початковий, м	кінцевий, м				
Р. Белічка	11,3 23,8	21,9 34,2	10,6 10,4	10,5	100	1050

Для визначення горизонтальної проекції довжини лінії між заданими точками розмах циркуля-вимірника охоплюють відстань на карті між точками 156,9 (6511) та 140,5 (6612). Потім з допомогою лінійного масштабу (див. рис. 2.1) обчислюють шукану величину, яка дорівнює 655 м.

3. Для підвищення точності роботи на карті використовують поперечний масштаб (див. рис. 2.2), який дозволяє визначити відстань на карті або плані з точністю $\pm 0,1$ мм.

Розмах циркуля-вимірника, що дорівнює відрізку між двома точками на карті, встановлюють на поперечному масштабі (див. рис. 2.2) так, щоб його права голка була розміщена на одній із вертикалей, а ліва — на одній із похилих ліній (трансверсалей) крайньої лівої основи. Обидві голки циркуля-вимірника повинні розміщуватись на одній горизонтальній лінії масштабу.

Горизонтальна проекція лінії, яка обчислена з допомогою поперечного масштабу,

$$d = l\delta, \quad (2.2)$$

де l — довжина лінії на плані, см; δ — поділка основи поперечного масштабу.

Для даного прикладу горизонтальна проекція довжини лінії на місцевості

$$d = 3,27 \cdot 200 = 654 \text{ м.}$$

4. Довжину звивистих ліній (доріг, рік та ін.) визначають з допомогою курвіметра, який прокочують по звивистій лінії з точністю до 0,1 поділки. Вимірювання виконують двічі і обчислюють середнє значення кількості поділок курвіметра. Середнє значення множать на ціну поділки в масштабі і одержують довжину лінії (табл. 2.1).

Точність визначення довжини лінії курвіметром 0,005 м масштабу плану. Тоді довжина р. Белічки (1050 ± 5) м.

2.3. Обчислення географічних координат точки

В географічній системі координат за координатну площину прийнято площину екватора земного еліпсоїда і меридіана, який прийнято за початковий.

Географічною широтою називають кут, утворений напрямом провисної лінії в даній точці та площиною екватора.

Географічною довготою називають двогранний кут, утворений площиною початкового меридіана і площиною меридіана, що проходить через дану точку.

Географічні координати точки 153,8 (6512), а саме її широту B і довготу L , знаходять, використовуючи мінутну рамку, на якій крім мінутних поділок нанесенні точками 10-секундні поділки (див. рис. 2.3).

Через точку 153,8 (6512) проводять лінію B , яка паралельна нижній стороні рамки карти, і дійсний меридіан L , який паралельний вертикальній стороні рамки карти (див. рис. 2.3). Від заданої точки 153,8 (6512) на південь і захід проводять кратні 10 секундам паралель B_1 та меридіан L_1 . З точки 153,8 (6512) опускають перпендикуляри і вимірюють відрізки ΔB та ΔL .

Широта точки 153,8 (6512)

$$B = B_1 + \Delta B 10''/a, \quad (2.3)$$

де B_1 — широта південної паралелі, яка проведена через 10-секундний інтервал, мінути і десятки секунд; ΔB — довжина перпендикуляра — приріст широти від проведеної на південь від точки паралелі, мм; a — довжина 10-секундної поділки широти, мм.

Довгота точки 153,8 (6512)

$$L = L_1 + \Delta L 10''/b, \quad (2.4)$$

де L_1 — довгота західного меридіана, проведеного через 10-секундний інтервал, градуси, мінути і десятки секунд; ΔL — довжина перпендикуляра — приріст довготи від

проведеного на захід від точки меридіана, мм; b — 10-секундна поділлка довготи, мм.

Довжину перпендикулярів ΔB , ΔL та 10-секундних поділок широти і довготи вимірюють з допомогою циркуля-вимірника і масштабної лінійки з точністю до ± 1 мм.

Шукані географічні координати точки 153,8 (6512): широта $B = 54^{\circ}40' + 40'' + 30 \cdot 10''/31 = 54^{\circ}40'50''$; довгота $L = 18^{\circ}05'10'' + 6 \cdot 10''/8 = 18^{\circ}05'13''$.

2.4. Обчислення прямокутних координат точки

Топографічні карти, складені в поперечно-циліндричній рівнокутній проекції Гаусса, у межах кожної зони мають загальну систему координат. За початок координат у кожній зоні прийнято перетин осьового меридіана з екватором. За вісь абсцис X прийнято осьовий меридіан, а за вісь ординат Y — екватор. Щоб уникнути від'ємних знаків ординат, початок координат умовно перенесено на 500 км на захід. Перед ординатами точок ставлять номер зони, в якій знаходиться точка.

Для обчислення прямокутних координат точки 153,8 (6512) знаходять квадрат, окреслений лініями координатної кілометрової сітки, в якому розташована точка (див. рис. 2.4).

З точки 153,8 (6512) опускають перпендикуляри ΔX та ΔY на лінії координатної кілометрової сітки і з допомогою циркуля-вимірника і масштабної лінійки обчислюють їх довжину на місцевості.

Прямокутні координати точки:

$$X = X_k + \Delta X; \quad (2.5)$$

$$Y = Y_k + \Delta Y, \quad (2.6)$$

де X_k , Y_k — координати південно-західного кута квадрата кілометрової сітки, в якому розміщена точка, м; ΔX , ΔY — довжина перпендикулярів, м.

Шукані прямокутні координати точки 153,8 (6512): абсциса $X = 6\,065\,000 + 665 = 6\,065\,665$ м; ордината $Y = 4\,312\,000 + 142 = 4\,312\,142$ м.

Це означає, що точка 153,8 (6512) знаходиться в четвертій зоні, на північ від екватора на 6 065 565 м, віддалена від початку координат зони на 3 12 142 км, розміщена на захід від осьового меридіана на $312,142 - 500 = 187,858$ км.

2.5. Нанесення на карту пункту за відомими координатами

Задачі розв'язують, використовуючи географічну і прямокутну системи координат, які існують на топографічних картах. Вихідні дані для нанесення пункту на карту — географічні (B, L) і прямокутні (X, Y) координати.

Наприклад, потрібно нанести на карту пункт з географічними координатами $B = 54^{\circ}41'27''$ та $L = 18^{\circ}06'04''$.

Спочатку знаходять приблизне місцезосташування пункту на карті. Для цього значення географічних координат пункту округлюють до цілих десятків секунд ($B = 54^{\circ}41'20''$ та $L = 18^{\circ}06'00''$). Користуючись мінутною сіткою і 10-секундними інтервалами на рамці топографічної карти, на карту наносять приблизне місцезосташування пункту з точністю до $10''$. З'єднують прямими лініями однойменні значення округлених 10-секундних інтервалів.

Відстань по меридіану від пункту з відомими географічними координатами до ближньої південної паралелі, прокресленої через 10-секундний інтервал,

$$\Delta B = a(B - B_1)/10'', \quad (2.7)$$

де B — широта заданого пункту, градуси, мінути, секунди; B_1 — широта південної паралелі, проведеної через інтервал $10''$, градуси, мінути, десятки секунд; a — довжина відрізка на карті, що відповідає інтервалу $10''$ по широті, мм;

$$\Delta B = 31(54^{\circ}41'27'' - 54^{\circ}41'20'')/10'' = 21,7 \text{ мм.}$$

Відстань по паралелі від пункту з відомими координатами до найближчого західного меридіана, мм

$$\Delta L = b(L - L_1)/10'', \quad (2.8)$$

де L — довгота заданого пункту, градуси, мінути, секунди; L_1 — довгота західного меридіана, який проведено через інтервал $10''$, градуси, мінути, десятки секунд; b — довжина відрізка на карті, що відповідає інтервалу $10''$ по довготі, мм;

$$\Delta L = 18(18^{\circ}06'04'' - 18^{\circ}06'00'')/10'' = 7,2 \text{ мм.}$$

З допомогою циркуля-вимірника і масштабної лінійки від широти південної паралелі, проведеної через інтервал $10''$, відкладають в масштабі карти відрізок ΔB , а від довготи західного меридіана, проведеного через інтервал $10''$, — відрізок ΔL . В точці перетину цих відрізків одержують на карті місцезосташування шуканого пункту з відомими географічними координатами.

Наприклад, потрібно нанести на карту пункт з прямокутними координатами $X = 6\,065\,585$ м та $Y = 4\,311\,890$ м.

За цілими значеннями (км) прямокутних координат ($X_0 = 6065$ та $Y_0 = 4311$) установлюють квадрат кілометрової сітки, в якому розміщений шуканий пункт (6511). Обчислюють різницю між відомими прямокутними координатами (X, Y) і найближчими значеннями координат південно-західного кута квадрата (6511) координатної кілометрової сітки (X_0, Y_0), в якому розміщений шуканий пункт:

$$\Delta X = X - X_0; \quad (2.9)$$

$$\Delta Y = Y - Y_0, \quad (2.10)$$

де $\Delta X, \Delta Y$ — різниці між координатами відповідно по осі абсцис і осі ординат, м;

$$\Delta X = 6\,065\,585 - 6\,065\,000 = 585 \text{ м};$$

$$\Delta Y = 4\,311\,890 - 4\,311\,000 = 890 \text{ м}.$$

З допомогою циркуля-вимірника і масштабної лінійки в квадраті (6511) на його південній і північній сторонах від західної абсциси відкладають відрізок ΔY , а на західній і східній сторонах від південної і північної ординат — відрізок ΔX . Через одержані точки проводять прямі лінії. В перетині ліній одержують місце розташування шуканого пункту з відомими прямокутними координатами.

2.6. Орієнтування напрямів

Обчислення дирекційного кута і румба заданого напрямку

Напрямок на місцевості або карті обчислюють відносно початкового напрямку, за який приймають справжній (географічний) і магнітний меридіани, осьовий меридіан зони або лінію, паралельну йому. Залежно від прийнятого початкового напрямку положення лінії на карті встановлюють з допомогою справжнього або магнітного азимутів, румба і дирекційного кута.

Азимутом напрямку називають кут, що відлічується за ходом стрілки годинника від північного напрямку меридіана, який проходить через дану точку, до напрямку з цієї точки на предмет.

Румб — це гострий кут, що відлічується від напрямку на предмет до найближчого напрямку меридіана, що проходить через дану точку.

Дирекційний кут являє собою горизонтальний кут, який відлічують за рухом годинникової стрілки від пів-

Таблиця 2.2. Залежність між знаками приросту координат і дирекційними кутами і румбами

Чверт-координат	Знаки приросту координат		Дирекційний кут α	Румб r	
	ΔX	ΔY		Назва	Значення
I	+	+	$0^\circ - 90^\circ$	ПнС	$r = \alpha$
II	-	+	$90^\circ - 180^\circ$	ПдС	$r = 180^\circ - \alpha$
III	-	-	$180^\circ - 270^\circ$	ПдЗ	$r = \alpha - 180^\circ$
IV	+	-	$270^\circ - 360^\circ$	ПнЗ	$r = 360^\circ - \alpha$

нічного напрямку осевого меридіана зони або лінії, йому паралельній, до заданого напрямку.

Залежність між дирекційними кутами і румбами наведена в табл. 2.2.

Справжні і магнітні азимути, дирекційні кути і румби напрямів обчислюють аналітично і графічно з допомогою геодезичного транспортира, використовуючи інформацію, наведену на карті.

Потрібно обчислити дирекційний кут і румб з точки 153,8 (6512) на джерело з позначкою 144,3 (6513).

Суть аналітичного способу обчислення дирекційного кута така. За відомими координатами точок (X_1, Y_1) та (X_2, Y_2) обчислюють тангенс румба

$$\operatorname{tg} r_{12} = (Y_2 - Y_1) / (X_2 - X_1) = \Delta Y / \Delta X; \quad (2.11)$$

$$\operatorname{tg} r_{12} = \frac{4\ 313\ 400 - 4\ 312\ 142}{6\ 065\ 080 - 6\ 065\ 665} = \frac{+1258}{-585} = 2,15.$$

Дирекційний кут заданого напрямку дорівнює $114^\circ 56'$.
Румб

$$r_{12} = 180^\circ - \alpha_{12} = 180^\circ - 114^\circ 56' = \text{ПдС } 65^\circ 04'.$$

При графічному способі дирекційний кут вимірюють безпосередньо на карті з допомогою геодезичного транспортира. Для цього через точку 153,8 (6512) проводять лінію AB , паралельну кілометровій сітці (рис. 2.5). Прикладають до точки 153,8 (6512) нуль транспортира і суміщують його нульовий діаметр з проведеною лінією AB . За ходом стрілки годинника від північного напрямку лінії AB відлічують дирекційний кут α_{12} . Якщо напрям лежить в третій і четвертій чвертях, то до відліку по транспортиру додають 180° .

Дирекційний кут шуканого напрямку дорівнює 115° , а румб $r_{12} = \text{ПдС } 65^\circ$.

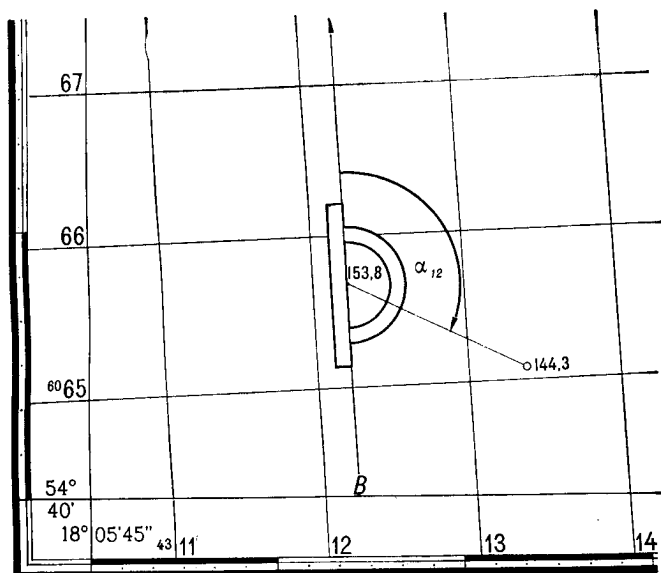


Рис. 2.5. Визначення дирекційного кута графічним способом

Обчислення географічного і магнітного азимутів

Географічний азимут — це горизонтальний кут, відлічений за ходом стрілки годинника від північного напрямку географічного меридіана, що проходить через дану точку, до напрямку з цієї точки на предмет.

Магнітний азимут — це горизонтальний кут, відлічений за ходом стрілки годинника від північного напрямку магнітного меридіана, що проходить через дану точку, до напрямку з цієї точки на предмет.

Напрями магнітного і справжнього меридіанів не збігаються на величину кута, що називають *схиленням магнітної стрілки*:

$$A = A_m \pm \delta, \quad (2.12)$$

де A — справжній азимут від 0 до 360° ; A_m — магнітний азимут від 0 до 360° ; δ — схилення магнітної стрілки: східне схилення ($-\delta_c$) і західне схилення ($+\delta_s$).

Потрібно обчислити справжній і магнітний азимуті точки 153,8 (6512) на джерело з позначкою 144,3 (6513).

При графічному способі обчислення географічного меридіана безпосередньо вимірюють кут на карті з допомогою геодезичного транспортира. З цією метою з'єднують дві

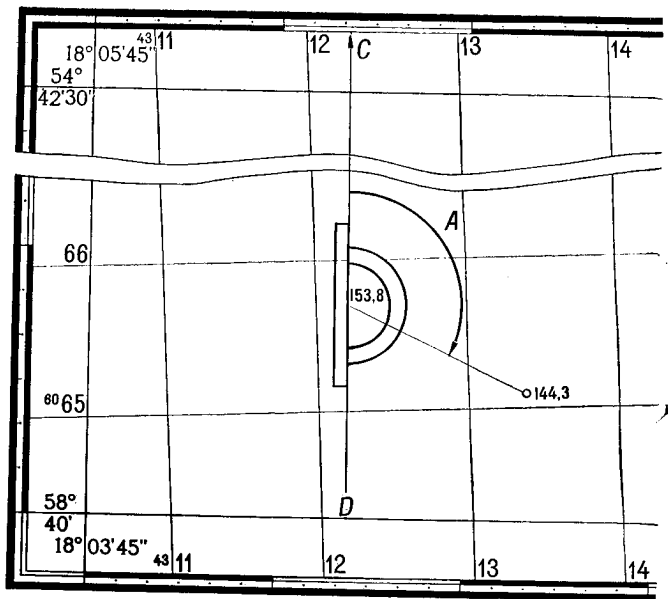


Рис. 2.6. Визначення географічного азимута графічним способом

точки напрямку прямою лінією (рис. 2.6). Потім через одну із точок напрямку проводять лінію меридіана CD , що пройде паралельно західній стороні рамки карти. Прикладають нуль транспортира до точки 153,8 (6512) і суміщують його нульовий діаметр із лінією CD . За ходом стрілки годинника відлічують від північного напрямку справжній азимут A_{12} .

Географічний азимут заданого напрямку дорівнює $A_{12} = 112^{\circ}30'$.

При графоаналітичному способі обчислення географічного азимута спочатку графічно вимірюють дирекційний кут заданого напрямку на карті. Потім географічний азимут обчислюють за формулою, яка враховує зближення меридіанів:

при східному зближенні

$$A = \alpha + \gamma_c; \quad (2.13)$$

при західному зближенні

$$A = \alpha - \gamma_z, \quad (2.14)$$

де γ_c, γ_z — кути зближення меридіанів, значення яких беруть із допоміжного графіка за картою.

Географічний азимут заданого напрямку

$$A_{12} = 115^{\circ} - 2^{\circ} 22' = 112^{\circ} 38'.$$

Магнітний азимут заданого напрямку обчислюють по формулі, яка враховує схилення магнітної стрілки:
при східному схиленні

$$A_m = A - \delta_c; \quad (2.15)$$

при західному схиленні

$$A_m = A + \delta_c, \quad (2.16)$$

де δ_s, δ_c — схилення магнітної стрілки, значення якого беруть із допоміжного графіка під південною рамкою карти.

Магнітний азимут заданого напрямку

$$A_{m12} = A_{12} - \delta_c = 112^\circ 38' - 6^\circ 12' = 106^\circ 24'.$$

2.7. Розв'язування задач з допомогою горизонталей

Вивчення основних форм рельєфу

Рельєф місцевості як сукупність нерівностей земної поверхні на топографічних картах зображають горизонталями, тобто лініями, що сполучають точки з однаковими висотами.

Висота точки — це відстань на прямовисній лінії від даної точки до рівневої поверхні, за яку в СРСР прийнята поверхня середнього рівня Балтійського моря.

Різницю висот двох точок називають *перевищенням*.

Висота перерізу рельєфу — це відстань по висоті між січними площинами або суміжними горизонталями.

Основні форми рельєфу — гори, горби, хребти, сопки, котловини, лощини, сідловини, долини, вимоїни, обриви. Характерними точками рельєфу є вершини гір або горбів, дно котловин і низькі точки сідловин. Напрямок схилу показують бергштрихами. Цифри на горизонталях вказують на їх висоту. Основа цифр ставиться у бік пониження місцевості (рис. 2.7).

При описуванні форми рельєфу потрібно вказувати, де розміщена ділянка (на вододілі, на схилах, у долині, в поймі та ін.), його структуру, максимальні, мінімальні висоти і їх амплітуду, форму і експозицію найбільш значних схилів, коливання їх крутості.

При описуванні річок потрібно позначати напрям і швидкість їх течії, ширину і глибину русла, уріз, уклон ріки, наявність островів, староріччини, порогів, рукавів і водоспадів, характер донних ґрунтів, судохідність, водомірні пости. При наявності озер вказується їх конфігурація,

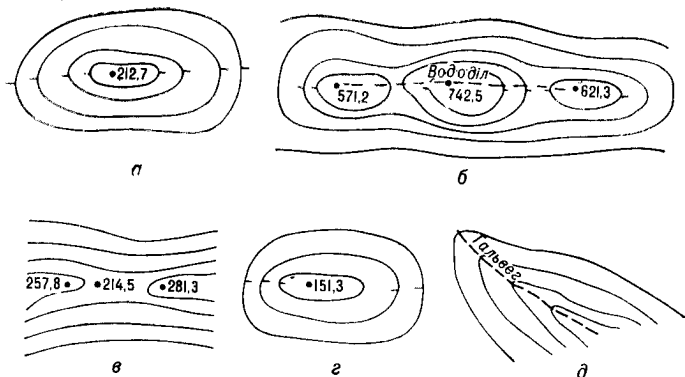


Рис. 2.7. Зображення основних форм рельєфу місцевості на топографічних картах;

а — гора; *б* — хребет; *в* — сідловина; *г* — улоговина; *д* — лещина

характер берегів, зв'язок з рельєфом і річною мережею, глибина і площа. Описуючи болота, необхідно відмітити їх зв'язок з рельєфом, площу, глибину, рослинність.

Обчислення позначки точки

Потрібно обчислити позначку точки на карті з відомими координатами. Точка може розміщуватися на горизонталі, між горизонталями з різними або однаковими позначками, в середині замкнутої горизонталі (рис. 2.8, *а*).

Якщо точка *A* розміщена на горизонталі, позначка точки H_A дорівнює позначці горизонталі, тобто $H_A = 150,00$ м.

Якщо точка *B* (рис. 2.8, *б*) розміщена між горизонталями, то її позначка, м,

$$H_B = H_1 + \Delta h, \quad (2.17)$$

де Δh — перевищення точки над горизонталлю, м,

$$\Delta h = (H_2 - H_1) n/m; \quad (2.18)$$

H_1, H_2 — позначки суміжних горизонталей, обчислені на карті за підписаними горизонталями залежно від висоти перерізу рельєфу місцевості і напрямів бергштрихів, м; n — відстань від точки до горизонталі з меншою позначкою, мм; m — відстань між суміжними горизонталями, мм.

Перевищення точки *B*:

$$\Delta h = (152,5 - 150,0) 15/20 = 1,87 \text{ м,}$$

а її позначка

$$H_B = 150,00 + 1,87 = 151,87 \text{ м.}$$

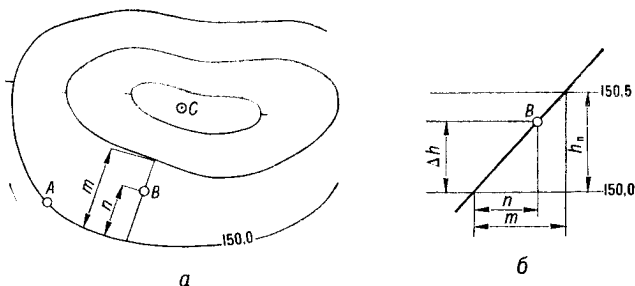


Рис. 2.8. Визначення позначок точок: *a* — розташування точок *A*, *B* та *C*; *б* — визначення перевищення точки *B* над горизонталлю

Позначка точки *C* (рис. 2.8, *a*), що розміщена всередині замкнутої горизонталі H_c або між горизонталями з однаковими позначками, m ,

$$H_c = H_1 \pm 0,5h_n, \quad (2.19)$$

де h_n — висота перерізу між горизонталями, m , яка додається, якщо точка розміщена на вершині горба, і віднімається, якщо точка розміщена на дні котловини.

Позначка шуканої точки

$$H_c = 150,00 + 0,5 \cdot 2,5 = 156,25 \text{ м.}$$

Обчислення крутизни схилу

Крутизна схилу характеризується двома показниками — укладом i і кутом нахилу ν , які обчислюють з допомогою формули

$$i = \text{tg } \nu = h_n/d, \quad (2.20)$$

де d — закладання, тобто відстань між суміжними горизонталями в плані, m .

Найбільша крутизна схилу

$$i_{\text{max}} = h_n/d_{\text{min}}. \quad (2.21)$$

Найменша крутизна схилу

$$i_{\text{min}} = h_n/d_{\text{max}}, \quad (2.22)$$

де d_{min} , d_{max} — відповідно найменше і найбільше закладання між суміжними горизонталями при однаковій висоті перерізу h_n .

Крутизну схилу можна обчислювати також графічно з допомогою графіка закладання, який розміщений за рамкою топографічної карти (рис. 2.9, *a*).

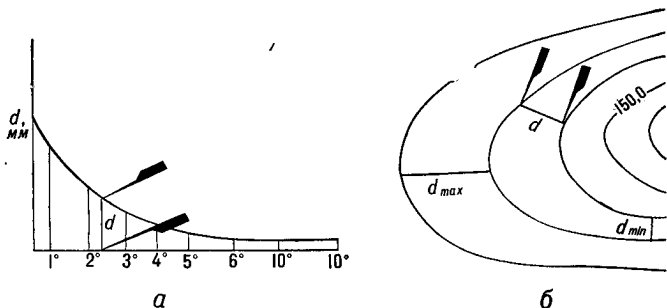


Рис. 2.9. Обчислення крутизни схилу:
 а — графік закладання; б — визначення відстаней між горизонталями

Потрібно обчислити крутизну схилу, найбільший і найменший уклони (рис. 2.9, б).

Циркулем-вимірником вимірюють відстань між суміжними горизонталями на карті (рис. 2.9, б). Розмахом циркуля-вимірника переміщують уздовж основи графіка закладання (рис. 2.9, а) доти, доки верхня точка не досягне кривої. По шкалі закладення відлічують крутизну схилу, яка в прикладі дорівнює $v = 2, ^\circ 4$.

При графоаналітичному способі обчислення крутизни схилу з допомогою циркуля-вимірника і масштабної лінійки вимірюють найбільше d_{\max} і найменше d_{\min} закладання в метрах і обчислюють крутизну схилу:

найбільшу

$$i_{\max} = h_n/d_{\min} = 2,5/50 = 0,05;$$

найменшу

$$i_{\min} = h_n/d_{\max} = 2,5/2,50 = 0,01.$$

Побудова профіля заданого напрямку

Профіль — це зменшене зображення вертикального розрізу місцевості за заданим напрямом. Для найвиразнішого зображення рельєфу і забезпечення компактності рисунка він будується у двох масштабах — горизонтальному, який дорівнює масштабу карти, і вертикальному — 1 : 100 або 1 : 200.

Потрібно побудувати профіль за напрямом 153,8 (6512) та 144,3 (6513). Побудову виконують у такій послідовності.

З'єднують на топографічній карті пункти 153,8 (6512) та 144,3 (6513) прямою лінією і нумерують точки перетину її з горизонталями (рис. 2.10). На міліметровці будують боковики профілів з графами «Позначки», «Відстані» та «Точки»

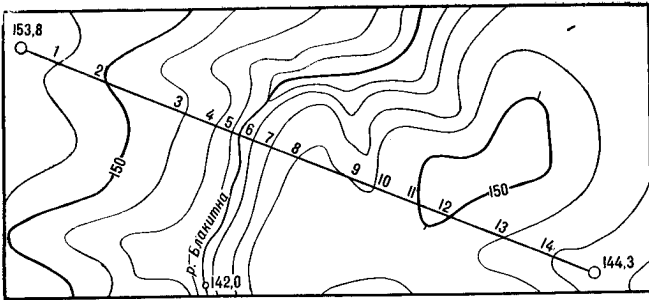


Рис. 2.10. Заданий напрям на топографічній карті

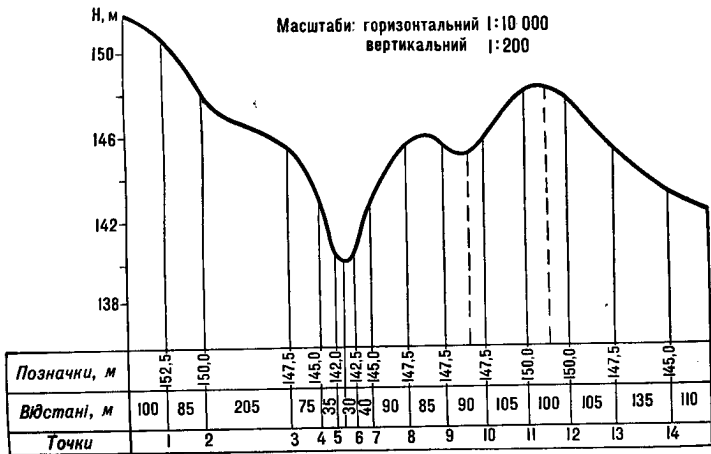


Рис. 2.11. Поздовжній профіль заданого напрямку

(рис. 2.11). З допомогою циркуля-вимірника вимірюють відстань між точками перетину горизонталей з лінією, яка з'єднує два пункти. Вимірні відстані переносять у графу «Відстані» в горизонтальному масштабі карт 1 : 10 000. У графі «Позначки» проти відповідних точок записують їх позначки. Креслять лінію умовного горизонту, яку в прикладі приймають на 4 м нижче мінімальної у заданому напрямі позначки.

Будують рейку вертикального масштабу $M_v = 1 : 200$. Над усіма точками перетину ліній заданого напрямку з горизонталями, вододілами і тальвегами будують перпендикуляри. На перпендикулярах відкладають у вертикальному масштабі (1 : 200) позначки горизонталей і характерних точок рельєфу. З'єднують одержані точки плавною кривою і одержують профіль заданого напрямку (рис. 2.11).

Підрахунок обсягів земляних робіт

Потрібно підрахувати обсяг земляних робіт на ділянці, обмеженій фізичною поверхнею, криволінійною вертикальною поверхнею, що проходить по межі ділянки, і рівнинною поверхнею.

Обсяг земляних робіт на ділянці, що зображена на плані горизонталями,

$$V = \sum_{i=1}^n S_{ci} h_n, \quad (2.23)$$

де S_{ci} — середня площа між суміжними горизонталями, m^2 .

$$S_{ci} = 0,5 (S_{i+1} + S_i); \quad (2.24)$$

тут S_i , S_{i+1} — відповідно площі, обмежені суміжними горизонталями, m^2 ; h_n — висота перерізу рель'єфу, m .

Площу, обмежену горизонталями, m^2 , визначають з допомогою планіметра:

$$S_i = c (U_2 - U_1), \quad (2.25)$$

де U_2 , U_1 — відповідно кінцевий і початковий відліки за планіметром, m ; c — ціна поділки планіметра.

Обсяг земляних робіт за формулами (2.23) — (2.25) підраховують табличним способом або за алгоритмом, розробленим для ЕОМ.

2.8. Установлення номенклатури аркуша карти

Номенклатура карти — це система розграфлювання і позначення карт і планів.

Потрібно визначити номенклатуру аркуша карти масштабу $1 : 10\ 000$, в якому розміщена точка з геодезичними координатами: північна широта $B = 50^\circ 01' 26''$, східна довгота $L = 47^\circ 09' 09''$.

Спочатку встановлюють номенклатуру аркуша карти масштабу $1 : 1\ 000\ 000$, в якому розміщена шукана точка (рис. 2.12). За широтою визначають назву пояса, а за довготою — номер колони. Номенклатура аркуша карти масштабу $1 : 1\ 000\ 000$ буде М-38, що має геодезичні координати кутів рамки трапеції 48° та 52° північної широти і 42° та 48° східної довготи.

Ділення аркуша карти М-38 масштабу $1 : 1\ 000\ 000$ по широті $20'$ та довготі $30'$ на 144 частини одержують аркуш карти масштабу $1 : 100\ 000$ (рис. 2.13, а). За значеннями широти і довготи точки визначають номенклатуру аркуша карти масштабу $1 : 100\ 000$, яка буде М-38-71.

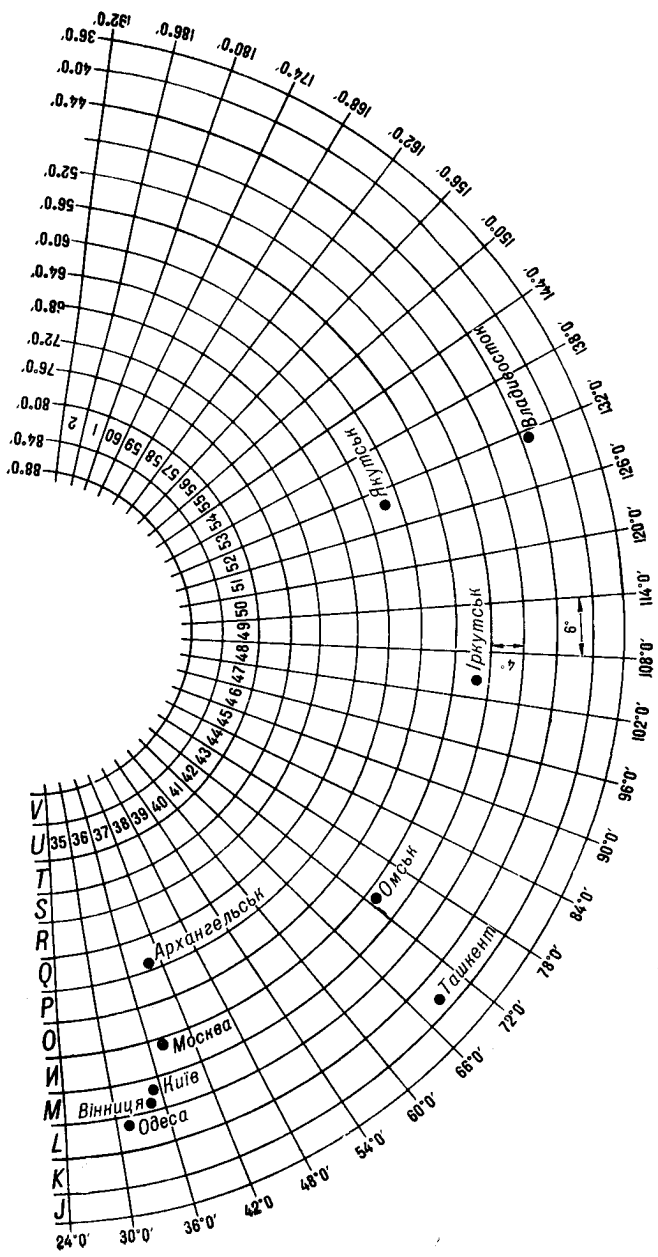


Рис. 2.12. Розграфка аркуша карти масштабу 1 : 1 000 000

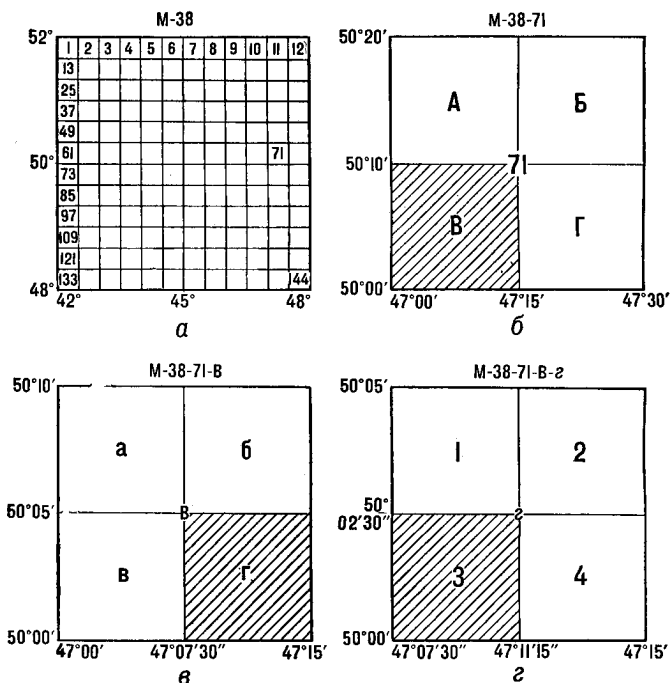


Рис. 2.13. Установлення номенклатури аркуша карти масштабу 1 : 10 000:

а, б, в, г — аркуші карти масштабів відповідно 1 : 1 000 000, 1 : 100 000, 1 : 50 000 та 1 : 25 000

Діленням аркуша карти М-38-71 масштабу 1 : 100 000 по широті 10' і довготі 15' на чотири частини одержують аркуш карти масштабу 1 : 50 000 (рис. 2.13, б). За значенням широти та довготи точки установлюють номенклатуру аркуша карти масштабу 1 : 50 000, яка буде М-38-71-В.

Діленням аркуша карти М-38-71-В масштабу 1 : 50 000 по широті 5' та довготі 7'30" на чотири частини одержують аркуш карти масштабу 1 : 25 000 (рис. 2.13, в), номенклатура якого для шуканої точки буде М-38-71-В-г.

Діленням аркуша карти М-38-71-В-г масштабу 1 : 25 000 по широті 2'30" і довготі 3'45" на чотири частини одержують аркуш карти масштабу 1 : 10 000 (рис. 2.13, г), номенклатура якого для шуканої точки буде М-31-71-В-г-3.

Контрольні запитання і завдання для самоперевірки

1. Які системи координат використовуються в геодезії?
2. Що таке геодезичні широта, довгота і висота точки?
3. Визначте точність масштабу,

4. Що таке азимут, румб і дирекційний кут?
5. Прямі і зворотні азимуту і румби.
6. Якими способами зображують рельєф на планах і картах?
7. Що таке горизонталь, висота перерізу рельєфу, закладання?
8. Покажіть на карті основні форми рельєфу.
9. На карті масштабу 1 : 10 000 визначте довжину лінії на місцевості з допомогою числового, лінійного і поперечного масштабів.
10. Обчисліть геодезичні і прямокутні координати точки на карті масштабу 1 : 10 000.
11. За відомими геодезичними і прямокутними координатами точки нанесіть її на карту масштабу 1 : 10 000.
12. Визначте на карті масштабу 1 : 10 000 дійсний і магнітний азимут, дирекційний кут і румб заданого напрямку аналітичним і графічним способами.
13. Обчисліть позначку точки на карті.
14. Побудуйте профіль за заданим на карті масштабу 1 : 10 000 напрямком.
15. За відомими геодезичними координатами визначте номенклатуру аркуша карти масштабу 1 : 10 000.

ГЛАВА 3

ВИМІРЮВАННЯ ДОВЖИНИ ЛІНІЙ НА МІСЦЕВОСТІ

3.1. Типи приладів для вимірювання довжини ліній

Залежно від потрібної точності вимірювань довжини ліній в будівельно-монтажному виробництві використовують різні типи механічних і фізико-оптичних мірних приладів (табл. 3.1).

Механічні мірні прилади призначені для безпосереднього вимірювання довжини ліній. У будівництві використовують штрихові стрічки ЛЗ-20, ЛЗ-24, ЛЗ-50 довжиною відповідно 20, 24 і 50 м з ціною поділки 0,1 м, шкалові стрічки ЛЗШ-20, ЛЗШ-24 та ЛЗШ-50 довжиною відповідно 20, 24 і 50 м і рулетки довжиною від 2 до 100 м.

Штрихова стрічка ЛЗ виконана із сталевий штаби завширшки 10—15 і завтовшки 0,4—0,5 мм з ручками на кінцях. По краях стрічки зроблено прорізи, проти центрів яких нанесено штрихи. Відстань між штрихами відповідає номінальній довжині стрічки. Оцифровка виконана з обох боків стрічки: від 0 до 20 м з одного боку та від 20 до 0 — з другого. Метри на стрічці позначено металевими пластинками. Півметрові поділки позначено металевими заклепками, а дециметрові — круглими отворами. Відлік по стрічці виконують з точністю 0,01 м.

Таблиця 3.1. Метрологічні характеристики та призначення приладів для вимірювання довжини ліній

Тип приладів	Точність вимірювань	Призначення
Механічні:		
жезли	1 : 1 000 000	Компарування мірних приладів
інварні дроти	1 : 1 000 000—1 : 500 000	Високоточне перенесення в натуру проектних ліній, компарування мірних приладів, вимірювання базисів у триангуляції і полігонометрії
мірні стрічки, рулетки, троси	1 : 700—1 : 5000	Зйомка, розвідувальні і розбивочні роботи
Фізико-оптичні:		
оптичні далекоміри	1 : 300—1 : 5000	Зйомка і розвідувальні роботи
радіофізичні далекоміри	1 : 10 000—1 : 1 000 000	Побудова зйомочних і розбивочних геодезичних мереж у триангуляції і полігонометрії

Шкалова стрічка від штрихової відрізняється тим, що на її початку і в кінці є шкали з міліметровими поділками. Довжина кожної шкали 10 см. До комплекту стрічок входить 6 або 11 шпильок.

Рулетки роблять із сталевий штаби шириною 10—12 і товщиною 0,15—0,3 мм. На рулетці нанесено міліметрові поділки по всій довжині або тільки на першому дециметрові. Сантиметрові поділки наносяться по всій довжині. Сталеву штабу намотують на кільце, що утримується крестовиною або вилкою. До комплекту рулетки та стрічки можуть входити динамометри, які забезпечують її натягання з силою 98,07 Н.

Для вимірювання відстаней непрямим способом використовують далекоміри, які дозволяють швидко одержувати результати вимірювань з підвищеною точністю і без попередньої підготовки лінії на місцевості. Але далекоміри не пристосовані для відкладання проектної відстані.

В основі принципу вимірювання відстаней за допомогою оптичних далекомірів лежить залежність між сторонами паралактичного трикутника, в якому відомі базис b і паралактичний кут β (рис. 3.1). Згідно з цією залежністю відстань, m ,

$$D = b \operatorname{ctg} \beta. \quad (3.1)$$

Залежно від елемента паралактичного трикутника, що вимірюється, оптичні далекоміри бувають з постійним кутом і змінним базисом, з постійним базисом і змінним кутом, із змінними кутом і базисом.

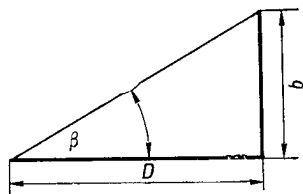


Рис. 3.1. Паралактичний трикутник

Найпоширеніший нитяний далекомір з постійним паралактичним кутом і змінним базисом, який дозволяє вимірювати відстані непрямим способом. Цей прилад, розміщений в зоровій трубі теодоліта або нівеліра, виконано у вигляді двох рівновіддалених від центра горизонтальних рисок сітки ниток, що утворюють паралактичний кут променями візування, що проходять через ці риси. Як базис використовують дерев'яні рейки з сантиметровими поділками, які встановлюють у вертикальне положення на місцевості. Точність вимірювання відстаней нитяним далекоміром в сприятливих умовах 1 : 300.

Відстань, яку вимірюють нитяним далекоміром, м,

$$D = Kn + c, \quad (3.2)$$

де $K = 100$ — коефіцієнт нитяного далекоміра; n — різниця відліків на рейці між крайніми штрихами сітки зорової труби; c — стала далекоміра (в сучасних приладах, $c = 0$).

Можливість одержувати результати з точністю, близькою до точності вимірювання стрічкою, дають далекоміри подвійного зображення, які виготовляють у вигляді насадок на зорову трубу. Принцип роботи далекомірів подвійного зображення заснований на відхиленні візирної лінії оптичним клином, призмою або лупою. Оптичний клин встановлюють перед об'єктивом так, щоб він закривав лише половину об'єктива.

В далекомірах подвійного зображення з постійним базисом і змінним кутом клин переміщують доти, доки зображення кінців базису в полі зору труби не сумістяться. Зміну паралактичного кута при цьому реєструють на відліковому пристрої.

В далекомірах подвійного зображення з постійним паралактичним кутом в полі зору труби одночасно видно зображення двох поділок рейки. Одне зображення відповідає початковому відліку, а друге не співпадає з початковим на величину паралактичного кута. Відраховуючи зміщення поділок по рейці, знаходять величину змінного базису.

Відстань, що вимірюється, м, обчислюють за формулою

$$D = K'/\beta + c, \quad (3.3)$$

де K' — коефіцієнт далекоміра, який визначають з великою точністю за відомою базисною лінією; β — вимірний паралактичний кут; c — стала далекоміра, що дорівнює відстані від приладу до вершини паралактичного кута і від площини марок до осі рейки.

Далекомір подвійного зображення з постійним базисом ДН-8 складається із далекомірної насадки до теодоліта і комплекта з двох рейок. Він дозволяє вимірювати довжину лінії від 50 до 700 м з середньою квадратичною похибкою 1 : 1250.

Далекомір подвійного зображення Д-2 з постійним базисом у вигляді горизонтальної рейки забезпечує вимірювання ліній довжиною від 40 до 400 м з середньою квадратичною похибкою 1 : 5000.

Далекомір подвійного зображення ДНР-5 з постійним кутом і редукуючим пристроєм, що автоматично перетворює похилу відстань в горизонтальну проекцію, дозволяє визначити горизонтальну проекцію лінії довжиною від 20 до 120 м з середньою квадратичною похибкою 1 : 2000.

Принцип вимірювання довжини ліній радіофізичними далекомірами заснований на визначенні часу, за який електромагнітні хвилі проходять вимірюваний відрізок в прямому та зворотному напрямках. Комплект далекоміра включає приймально-передавальний пристрій, встановлений в одній із кінцевих точок, і відбивач хвиль, розміщений на другій кінцевій точці. Відстань, що вимірюється, м,

$$D = \tau v/2, \quad (3.4)$$

де v — швидкість розповсюдження хвиль, м/с; τ — час, за який хвилі проходять відстань передавач — відбивач — приймач, с.

Залежно від методу визначення часу, за який хвилі проходять відстань передавач — відбивач — приймач, далекоміри ділять на фазові та імпульсні. Фазовий світлодалекомір 2СМ-2 з фіксованими частотами модуляції призначений для вимірювання відстані до 2000 м з середньою квадратичною похибкою 1 : 100 000. Світлодалекомір СМ-5 дозволяє вимірювати відстані до 500 м з середньою квадратичною похибкою 1 : 25 000. Світлодалекоміром МСД-ІМ вимірюють відстані до 500 м з середньою квадратичною похибкою 1 : 10 000.

3.2. Випробування приладів для вимірювання довжини ліній

Перед початком і в період польових робіт усі прилади для вимірювання довжини ліній обов'язково повинні проходити метрологічні випробування. Зміст та порядок виконання випробувальних робіт для сталевих стрічок і рулеток такий. Перевірку зовнішнього вигляду і технічного стану виконують способом візуального огляду та випробування. Візуальним оглядом установлюють наявність дефектів, які погіршують зовнішній вигляд і утруднюють користування пристроями для відліку, якість нанесення рисок і підписів, прямолінійність. При проведенні випробування перевіряють якість збирання і взаємодії окремих частин. Мірні прилади періодично компарують, тобто звіряють з наперед відомою мірою-еталоном і визначають їх дійсну довжину. Якщо прилад для безпосереднього вимірювання відстаней має однакову мінімальну довжину з еталоном, то порівняння виконують на рівному майданчику з сухим і міцним ґрунтом способом безпосереднього вимірювання різниці їх довжини. Послідовність компарування приладів для безпосереднього вимірювання довжини ліній така. Стрічку-еталон розмотують, вирівнюють і злегка натягують. Біля кінців стрічки забивають кілки так, щоб на них проектувалися кінцеві штрихи стрічки. Один кінець стрічки закріплюють, а за другий чіпляють динамометр і натягують її з силою 98,07 Н (10 кгс). На кілках олівцем помічають положення штрихів, що означають початок та кінець стрічки. Контрольну стрічку забирають. На її місце укладають робочу стрічку, яку натягують з силою 98,07 Н. Штрих початку стрічки суміщають з штрихом на задньому кілку, а на передньому кілку відмічають положення кінця стрічки. Якщо відстань між штрихами не перевищує 2 мм, то робоча стрічка буде правильною. Якщо ж ця відстань більша, то обчислюють поправку за компарування, м

$$\Delta l_k = l - l_e, \quad (3.5)$$

де l, l_e — відповідно довжини робочої стрічки і еталонної, м.

Компарування стрічок і рулеток в польових умовах виконують на базисах довжиною приблизно 120 м, які дають значення D_k у 3—5 разів точніше, ніж прилад, що перевіряється. Після багаторазових вимірювань довжини компаратора D_b стрічкою або рулеткою поправка за компарування, м,

$$\Delta l_k = (D_k - D_b)/n, \quad (3.6)$$

де $n = D_B/l_0$ — число відкладань робочої міри довжиною l_0 в довжині компаратора.

За результатами компарування складають рівняння мірного приладу

$$l = l_0 + \Delta l_k + \alpha_0 (t_B - t_k). \quad (3.7)$$

де l_0 — номінальна довжина стрічки (наприклад, 20 м); t_B, t_k — температура стрічки відповідно при вимірюванні лінії і компаруванні; $\alpha_0 = \alpha l_0$ — лінійне розширення приладу при зміні температури на 1 °С; α — коефіцієнт лінійного розширення, для сталі $\alpha = 12,5 \cdot 10^{-6}$.

За умов будівельного майданчика, де відстані, що вимірюються, коротші за довжину мірного приладу, визначають поправки для кожної метрової поділки за допомогою контрольної лінійки з ціною поділки 0,2 мм.

Зміст і порядок виконання перевірочних робіт для оптичних далекомірів такий. Спочатку здійснюють зовнішній огляд і перевірку працездатності рухомих частин. При зовнішньому огляді виявляють механічні пошкодження, дефекти зображення шкал і наявність побічних зображень. Перевірка рухомих частин виконується випробовуванням. Всі рухомі частини повинні зрушуватися плавно, без помітних скачків. Перевіряють діапазон роботи установочних і відлікових пристроїв, надійність закріплення насадок на зорову трубу, комплектність приладів тощо. Способом багаторазових вимірювань інтервалів еталонного базису різної довжини визначають коефіцієнт далекоміра і сталу.

Перевірку світло- і радіодалекомірів починають з візуального огляду. При візуальному огляді установлюють комплектність і наявність механічних пошкоджень корпусу прийомо-передавача, антени, відбивача, кабелів і блоку живлення. Перевіряють маркіровку і якість антикорозійного покриття. Функціонування приладу і його вузлів перевіряють випробовуванням, в результаті якого установлюють працездатність усіх основних вузлів. При випробовуванні перевіряють придатність для роботи джерела живлення, плавність руху рухомих деталей, надійність обертання прийомо-передавача навколо вертикальної осі і нахилу у вертикальній площині. Визначають якість роботи затискних пристроїв, відповідність роботи паспортним умовам. Вимірюють вихідну напругу, оцінюють наявність сигналу вздовж лінії, що вимірюється, та працездатність індикаторів. Контролюють масштабну частоту, визначають похибки фазового циклу і постійні поправки приладу, а також перевіряють середню квадратичну похибку вимірювань.

3.3. Вимірювання довжини ліній стрічками і рулетками

Лінії на місцевості в крайніх точках в залежності від строку їх збереження закріплюють кілками, стовбами, обрізками арматури і труб. На початку і в кінці лінії кілки забивають врівень з поверхнею землі. Щоб швидше знайти точку, біля основного кілка забивають сторожок, тобто кілок, що піднімається над поверхнею землі на 15—20 см. На сторожку пишуть номер точки. Навколо кілочків роблять канавку завглибшки 8—10 см у формі круга діаметром 50—60 см або трикутника з сторонами 50—60 см.

Перед безпосереднім вимірюванням лінії довжиною більше 500 м її провішують через кожні 100 м, інакше замість прямої буде ламана лінія, яка має більшу довжину, ніж пряма. Провішують лінію способом «на себе». Кожну лінію вимірюють двічі, в прямому і зворотньому напрямках. Різниця між окремими результатами не повинна перевищувати $(1 : 2000) \sqrt{2} \approx 1 : 1500$.

Перед початком вимірювань стрічку або рулетку розмотують і натягують в напрямі вимірюваної лінії. Стрічку потрібно старанно укладати по створу лінії і не допускати провисання, перекручення і вигинів. Передній міряльник бере в одну руку стрічку, а в другу 5 (10) шпильок. Задній міряльник суміщає нульовий штрих стрічки з початком вимірюваної лінії, вставляє в проріз свою єдину шпильку і втикає її по можливості глибше в землю. Потім рукою показує передньому міряльнику, як покласти стрічку, щоб вона була в створі поставлених віх. Передній міряльник струшує стрічку і натягує її на себе з силою, яка приблизно дорівнює силі натягування стрічки при компаруванні. Натягуючи стрічку, треба стежити за тим, щоб не змістити і не похилити задню шпильку. Через проріз в кінці стрічки проти 20-го штриха втикають в землю першу шпильку. Так довжину стрічки відкладають на лінії перший раз. Витягнувши передню шпильку і звільнивши передній кінець стрічки, міряльники йдуть вперед вздовж провішеної лінії. Коли задній міряльник підходить до шпильки, поставленої переднім міряльником, довжину стрічки відкладають другий раз і т. д.

Якщо довжина лінії більше 100 (200) м, то після того, як передній міряльник поставив останню п'яту (десяту) шпильку задній передає йому п'ять (десять) шпильок і відмічає цю передачу в журналі. Щоб своєчасно виявити можливу грубу похибку у вимірюванні лінії через втрату шпильок,

при передачі їх слід обов'язково лічити. Після переліку шпильок передній міряльник протягує стрічку вперед. Задній міряльник надіває кінець стрічки на залишену в землі шпильку і вимірювання продовжуються в попередньому порядку.

При вимірюванні остачі, яка менша довжини стрічки, передній міряльник протягує стрічку так, щоб її кінець збігся з кінцевою точкою лінії. Потім він повертається до цієї точки і робить відлік по стрічці. Відлічуючи остачу, стрічку укладають так, щоб підписи метрів на ній, розміщені зверху, зростали від заднього кінця до переднього. Остачу вимірюваної лінії записують в журнал.

Кут нахилу лінії вимірюють за допомогою екліметра. Якщо лінія по всій довжині має один уклон, то порядок вимірювання кута нахилу такий. На одному кінці лінії стають з екліметром, а на другому ставлять віху з позначкою на висоті ока спостерігача. Екліметр підносять до ока і беруть відлік з точністю до $0^\circ, 5$. Для перевірки екліметра вимірюють зворотний кут нахилу однієї з ліній, помінявши місцями віху і екліметр. Якщо лінія складається з відрізків з різними уклонами, то вимірюють кут нахилу кожного відрізка.

За результатами вимірювань обчислюють довжину лінії, м,

$$D = AN + l_0 n + r, \quad (3.8)$$

де $A = 100$ при 6 шпильках і $A = 200$ при 11 шпильках; N — число передач шпильок; n — кількість шпильок у заднього міряльника без врахування останньої шпильки; r — остача.

У результати вимірювань довжини лінії вносять такі поправки, м:

за компарування стрічки

$$\Delta D_K = \Delta l_K D / l_0; \quad (3.9)$$

за температуру стрічки

$$\Delta D_t = \alpha_0 (t_B^0 - t_K^0) D / l_0; \quad (3.10)$$

за нахил лінії

$$\Delta D_v = -2D \sin^2 v / 2, \quad (3.11)$$

де v — кут нахилу лінії.

Приклад 3.1. Потрібно визначити довжину лінії D , виміряну стрічкою ЛЗ-20 за допомогою шести шпильок. Рівняння стрічки

$$l = 20 \text{ м} + 7,5 \text{ мм} + 0,25 (t_B^0 - t_K^0).$$

Таблиця 3.2. Відомість обчислення довжини лінії

Вимірний і обчислений параметр	Результат обчислення
Температура компарування t_k	+17°
Температура вимірювання t_b	+23°
Кут нахилу лінії ν	+6,5°
Число передач шпильок N	2
Кількість шпильок у заднього міряльника n	4 шт.
Остача в прямому напрямку r_1	19,74 м
Остача у зворотньому напрямку r_2	19,83 м
Середнє значення остачі r	19,78 м
Вимірjana довжина лінії D	299,78 м
Поправка за компарування ΔD_k	+0,11 м
Поправка за нахил лінії ΔD_ν	-1,88 м
Поправка за температуру ΔD_t	+0,02 м
Остаточна довжина лінії d	298,03 м

Число передач шпильок $N = 2$, кількість шпильок у заднього міряльника $n = 4$. Остача в прямому та зворотньому напрямках $r_1 = 19,74$ м та $r_2 = 19,83$ м. Кут нахилу лінії $\nu = +6,5^\circ$. Температура повітря в період компарування $t_b^0 = 17^\circ\text{C}$, а в період вимірювань $t_k^0 = +23^\circ\text{C}$.

Розв'язання. Обчислення довжини лінії виконуємо в табличній формі (табл. 3.2).

Вимірjana довжина лінії за формулою (3.8)

$$d = 100 \cdot 2 + 20 \cdot 4 + 19,78 = 299,78 \text{ м.}$$

Поправка за компарування за формулою (3.9)

$$\Delta D_k = 0,0075 \cdot 299,78/20 = +0,11 \text{ м.}$$

Поправка за температуру за формулою (3.11)

$$\Delta D_t = 0,0025 (23 - 17) 299,78/20 = +0,02 \text{ м.}$$

Поправка за нахил лінії за формулою (3.11)

$$\Delta D_\nu = -2 \cdot 299,78 \sin^2 3^\circ 25' = -1,88 \text{ м.}$$

Остаточна довжина лінії

$$d = D + \Delta D_k + \Delta D_t + \Delta D_\nu = 299,78 + 0,11 + 0,02 - 1,88 = 298,03 \text{ м.}$$

Запитання і завдання для самоперевірки

1. Типи мірних приладів і їх метрологічні характеристики.
2. Як побудовані прилади для безпосереднього вимірювання ліній?
3. Принцип дії оптичних далекомірів і характеристика нитяного далекоміра.
4. Принцип вимірювання відстаней за допомогою радіофізичних далекомірів і їх характеристика.
5. Як перевіряють мірну стрічку та рулетку?
6. Перевірка радіофізичних далекомірів.
7. Який порядок вимірювання ліній стрічкою?

8. Як обчислити довжину лінії, виміряну стрічкою?
9. Які джерела похибок вимірювання ліній?
10. Визначте довжину лінії D , виміряну стрічкою, рівняння якої $l = 20 \text{ м} + 9,5 \text{ мм} + 0,25 (t_{\text{в}}^0 - t_{\text{к}}^0)$, якщо число передач шпильок $N = 2$, кількість шпильок у заднього міряльника $n = 3$ шт. Остача в прямому та зворотному напрямку відповідно $r_1 = 19,47 \text{ м}$ та $r_2 = 19,50 \text{ м}$. Кут нахилу $v = 5^\circ,5$, температура повітря в період вимірювання $t_{\text{в}}^0 = 22^\circ \text{С}$, температура компарування $t_{\text{к}}^0 = +18^\circ \text{С}$.

ГЛАВА 4

ТЕОДОЛІТ, ЙОГО БУДОВА І ЗАСТОСУВАННЯ У ВИМІРЮВАННЯХ

4.1. Опис теодоліта і існуючі типи теодолітів

Теодолітом називають інструмент, головне призначення якого є вимірювання горизонтальних та вертикальних кутів. В СРСР згідно з ГОСТ 10529—86 передбачено виготовлення теодолітів трьох класів точності: високоточних, точних та технічних. До *високоточних* належать теодоліти з середньою квадратичною похибкою при вимірюванні кута $0",5 - 1",0$; до *точних* — з похибкою $2"-5"$, до *технічних* — з похибкою $10"-30"$. Зараз за ГОСТ 10529—86 в СРСР виготовляють теодоліти таких марок: Т1, Т2, Т5, Т15, Т30. Літера Т свідчить, що назва інструменту — теодоліт; число вказує на середню квадратичну помилку вимірювання кута.

Наведені вище позначення марок теодолітів можуть доповнюватись ще певними літерами та цифрами в залежності від деяких змін конструкції інструмента. Наприклад, на базі Т5 випускають Т5К, а на базі Т30 раніше виробляли модифікацію 2Т30П; К — компенсування вертикального круга; П — свідчить про пряме зображення, яке отримали змінивши конструкцію зорової труби теодоліта Т30.

У теодолітів марок Т30М, Т15М літера М свідчить про те, що ці інструменти виготовлені з урахуванням специфіки маркшейдерських робіт.

Теодоліти наведених марок являють собою сучасні, найбільш поширені в нашій країні інструменти, об'єднані однією назвою — оптичні теодоліти. Суттєвою ознакою усіх оптичних теодолітів — є прозорість вертикального і горизонтального кругів.

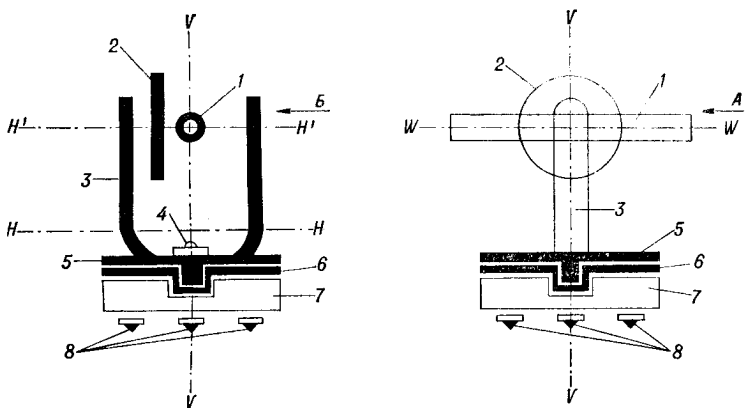


Рис. 4.1. Принципіальна схема теодоліта Т30:

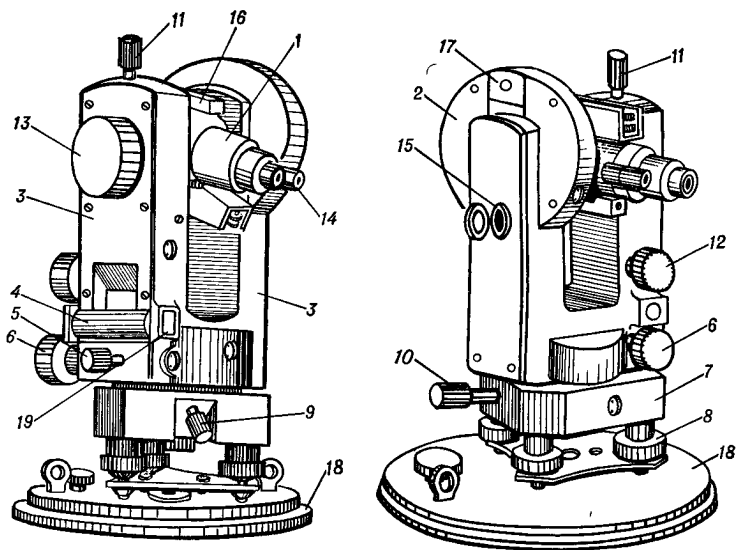
1 — зорова труба; 2 — вертикальний круг; 3 — підставки; 4 — циліндричний рівень; 5 — алідада; 6 — лімб; 7 — трегер; 8 — підйомні гвинти; $V - V$ — головна вісь обертання теодоліта; $W - W$ — візирна вісь зорової труби; $H - H$ — вісь циліндричного рівня; $H' - H'$ — горизонтальна вісь обертання зорової труби.

Для виготовлення прозорих кругів звичайно використовують високоякісне оптичне скло. У наш час геодезичне приладобудування орієнтовано головним чином на виробництво оптичних теодолітів, як більш зручних та доскона-
лих.

Зазначимо далі, що раніше виробляли теодоліти з непрозорими кругами, для виготовлення яких використовували складні феромагнітні сплави, головним чинником яких була латунь. Такі теодоліти носять назву теодолітів з металевими кругами. Вони більш важкі, складні в користуванні і значно поступаються продуктивністю перед оптичними теодолітами. Зараз теодоліти з металевими кругами ще використовують при деяких роботах (наприклад, теодоліти ТТ50, ТТ5), але межі їх застосування звужуються.

Починають знайомство з теодолітами в лабораторії, маючи перед собою принципіальну схему (рис. 4.1) та загальний вигляд інструмента (рис. 4.2), а також діючий інструмент відповідної марки. Уважне вивчення принципіальної схеми теодоліта, де узагальнено головні вузли та осі теодолітів різних марок і типів, — необхідна умова свідомого та стійкого уявлення про інструмент.

Назви головних частин та осей теодоліта входять до складу найбільш поширених геодезичних термінів, їх слід добре запам'ятати.



б

Рис. 4.2. Загальний вигляд теодоліта Т30:

а — позиція КП; позиція КЛ; 1 — зорова труба; 2 — вертикальний круг; 3 — підставка; 4 — циліндричний рівень; 5 — закріпний гвинт алідади; 6 — навідний гвинт алідади; 7 — трегер; 8 — підйомні гвинти; 9 — закріпний гвинт лімба; 10 — навідний гвинт лімба; 11 — закріпний гвинт зорової труби; 12 — навідний гвинт зорової труби; 13 — гвинт кремальєри; 14 — відліковий мікроскоп; 15 — ілюмінатор; 16 — оптичний візор; 17 — кронштейн бусолі; 18 — нижня частина футляра теодоліта; 19 — виправний гвинт рівня

Користуючись загальним виглядом теодоліта, переходять до більш детального вивчення інструмента. На рис. 4.2 показано теодоліт Т30, простий за конструкцією та зручний в роботі, завдяки чому його широко застосовують на будівельних майданчиках та при розвідуванні.

Ретельно вивчивши технічні назви деталей, згідно з рис. 4.2, та ототожнивши ці деталі з їх виглядом на діючому теодоліті згаданої марки, тобто Т30, переходять до найпростіших вправ. Перш за все перевіряють роботу закріпних гвинтів. Слід мати на увазі, що гвинти необхідно закріплювати помірно, не докладаючи зайвих зусиль, щоб не зіпсувати їх.

Навідні гвинти виконують своє призначення лише при закріпленні відповідних закріпних гвинтів. Наприклад, навідний гвинт алідади передає повільне обертання алідади лише тоді, коли закріплено закріпний гвинт алідади. І нарешті, слід добре пам'ятати, що такі частини теодоліта, як

зорова труба, лімба та алідада для свого обертання не потребують скільки-небудь помітних зусиль, вони завжди обертаються легко. Якщо ж обертання утруднюється, то треба негайно відкрити той чи інший закріпний гвинт. Прикладання зусиль при обертанні згаданих частин викликає пошкодження інструмента.

Обертаючи зорову трубу навколо горизонтальної осі $H' - H'$, (див. рис. 4.1, а), звертають увагу на те, що зорова труба може займати дві різні позиції відносно вертикального круга. Одну з цих позицій умовно називають «круг право» і позначають «КП». Вона свідчить, що вертикальний круг знаходиться по правій бік від зорової труби, якщо дивитись у її окуляр. Позиція, протилежна описаній, зветься «круг ліво» і позначається «КЛ». Переходячи від однієї позиції до другої, виконують операцію, яку називають «переведення труби через zenit».

Обертаючи рухоми частину теодоліта навколо головної осі обертання $V - V$, див. рис. 4.1, користуються гвинтами алідади та лімба. При цьому може здійснюватись рух алідади відносно лімба, лімба відносно алідади, або обертання горизонтального круга в цілому. У кожному конкретному випадку необхідно ясно уявляти, як саме виконується обертання, і що може рухатись, або залишатись нерухомим у горизонтальному крузі.

4.2. Конструкція зорової труби і її застосування

Головне призначення зорових труб теодолітів полягає в наведенні на точки, якими відзначаються напрямки кутів, що вимірюються. Виходячи з цього, конструкція зорової труби повинна забезпечувати необхідну якість її роботи. Сучасні теодоліти обладнані зоровими трубами з внутрішнім фокусуванням; вони мають певні переваги перед трубами з зовнішнім фокусуванням, що продукувалися раніше. Розглянемо схему зорової труби з внутрішнім фокусуванням та перебіг променів світла, завдяки яким у трубу спостерігають зображення предметів місцевості.

Зорова труба складається з об'єктивної та окулярної частини (рис. 4.3). У об'єктивній частині закріплюють нерухомо об'єктив 1 і оправу з сіткою ниток. Площина, в якій знаходиться сітка ниток, показана літерами $S - S$. Завдяки цьому відстань O_1O_2 є сталою, а напрям візирної осі незмінним. Окуляр 3 знаходиться в трубі 4 , обертаючи яку змінюють відстань між окуляром і сіткою ниток.

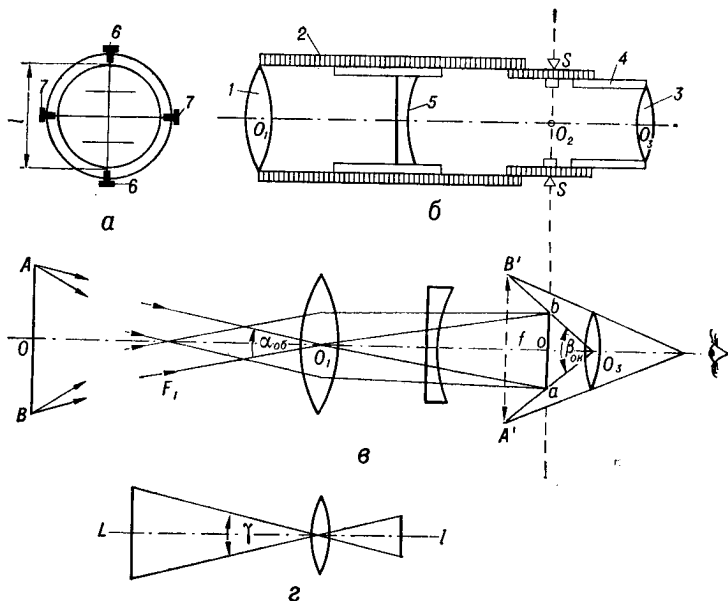


Рис. 4.3. Конструкція зорової труби:

a — вигляд сітки ниток в оправі; *б* — схема зорової труби; *в* — перебіг променів світла; *г* — поле зору труби; 1 — об'єктив; 2 — об'єктивна частина; 3 — окуляр; 4 — окулярна трубка; 5 — фокусуюча лінза; 6 — вертикальні виправні гвинти; 7 — горизонтальні виправні гвинти; O_1 — оптичний центр об'єктива; O_2 — центр сітки ниток; O_3 — оптичний центр окуляра; $O_1 - O_2$ — візирна вісь зорової труби; l — діаметр прозорої частини сітки ниток; $S - S$ — площина сітки ниток

Це дає можливість виставити зображення сітки ниток відповідно окові спостерігача. Для цього, дивлячись в окуляр, обертають трубу до появи в полі зору найбільш чіткого, повного вигляду сітки ниток.

Подем зору труби (рис. 4.3, *г*) називають просторову частину, обмежену кутом γ , яку спостерігають у трубу, що знаходиться в нерухомому стані.

Зазначимо, що перетин, або центр сітки ниток O_2 , є тією точкою зорової труби, проекція якої візирним променем повинна бути спрямована на вибрану точку місцевості в результаті наведення труби на цю точку. Такою вибраною точкою можна вважати точку O (рис. 4.3, *в*).

Розглянемо, як утворюється зображення предмету AB у зоровій трубі. Промені світла, згідно з фізичними законами, йдуть від предмета через об'єктив і потрапляють на плоскоугнуту лінзу 5. Призначення цієї лінзи — при переванні змінювати фокусну відстань об'єктива, тому її називають

вають *фокусууючою*. Для пересування лінзи обертають гвинт кремальєри. Внаслідок фокусування зображення будь-яких предметів місцевості, незважаючи на різну відстань до них, утворюється в одній конкретній площині, яка фактично є площиною дійсного зображення.

Рис. 4.3, *в* свідчить, що предмет місцевості AB після наведення на нього зорової труби і фокусування утворюється в трубі у вигляді зображення ba , яке за побудовою є дійсним, перевернутим і зменшеним. Це зображення спостерігають через окуляр, у полі зору якого знаходиться також виставлене раніше зображення сітки ниток. Уявляючи тепер, як утворюється зображення ba , не важко зрозуміти, що обидва зображення будуть чіткими лише тоді, коли площина дійсного зображення ba збігається з площиною сітки ниток $S - S$. Розходження цих площин називають *паралаксом сітки ниток*.

Паралакс сітки ниток негативно впливає на точність наведення зорових труб. Він виникає внаслідок не досить уважного фокусування, при цьому предмет, що спостерігається, може мати досить чіткий і виразний вигляд.

Наявність паралаксу виявляється при уважному спостереженні за точкою місцевості, на яку проектується центр сітки ниток. Якщо при незначній зміні точки зору Z відносно окуляра (рис. 4.4) здається, що точка спостереження O дещо пересувається відносно центра сітки ниток O_2 , паралакс є і його треба усунути.

Паралакс при чіткому вигляді сітки ниток усувають незначним обертанням гвинта кремальєри, тобто незначною зміною фокусування.

На рис. 4.4, *а* та 4.4, *б* видно наявність паралаксу, а рис. 4.4, *в* фіксує його відсутність. Як бачимо, незначна зміна позиції ока Z відносно окуляра не викликає ілюзії пересування точки місцевості O відносно центра сітки ниток O_2 , тому що їх зображення збігаються.

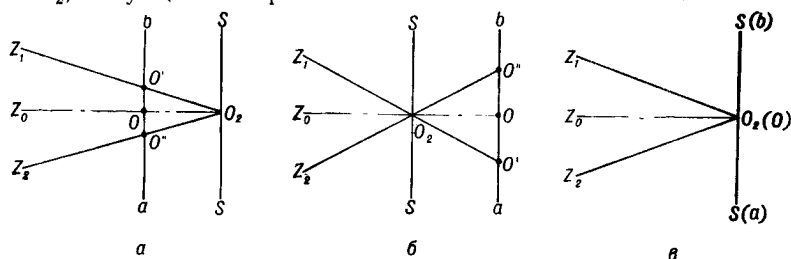


Рис. 4.4. До паралаксу сітки ниток:

а — зображення перед площиною сітки ниток; *б* — зображення за площиною сітки ниток; *в* — відсутність паралаксу

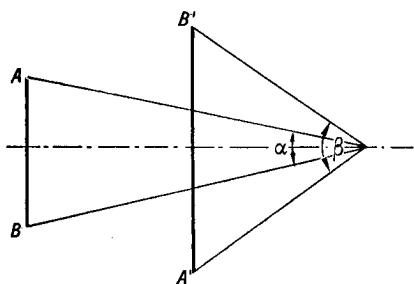


Рис. 4.5. До збільшення зорової труби

вала б розміри O_3O_2 . У цьому випадку окуляр працює як лупа або мікроскоп, що дає можливість одержати збільшене штучне зображення $B'A'$ пряме відносно дійсного зображення ba , та обернене відносно предмета місцевості AB .

Зображенням $B'A'$ користуватися набагато зручніше, внаслідок більшого кута зору (рис. 4.5), під яким це зображення спостерігають.

Збільшення зорової труби визначається за формулою

$$V = \beta/\alpha, \quad (4.1)$$

де β — кут, під яким цей предмет спостерігають через трубу; α — кут, під яким предмет спостерігають неозброєним оком.

З деякими незначними припущеннями вважають, що кут α дорівнює куту $\alpha_{об}$, а кут β куту $\beta_{ок}$ (рис. 4.3, в).

Між збільшенням V та полем зору труби γ (рис. 4.3, г) існує певний зв'язок, який визначається формулою

$$\gamma = 38^\circ 2/V. \quad (4.2)$$

Тобто поле зору труби знаходиться в оберненій пропорційній залежності до її збільшення.

4.3. Будова горизонтального круга теодоліта.

Відлікові пристрої теодолітів

Як свідчить рис. 4.6, а горизонтальний круг складається з двох частин: лімба та алідади. З методичних міркувань для кращого засвоєння матеріалу розглянемо ці частини на прикладі теодолітів старих марок ТТ50 або ТТ5. Лімб являє собою круг з феромагнітного сплаву, до країв якого припаяне срібне або нейзильберове кільце. Поверхня кільця позначена рисками, які утворюють рівні між со-

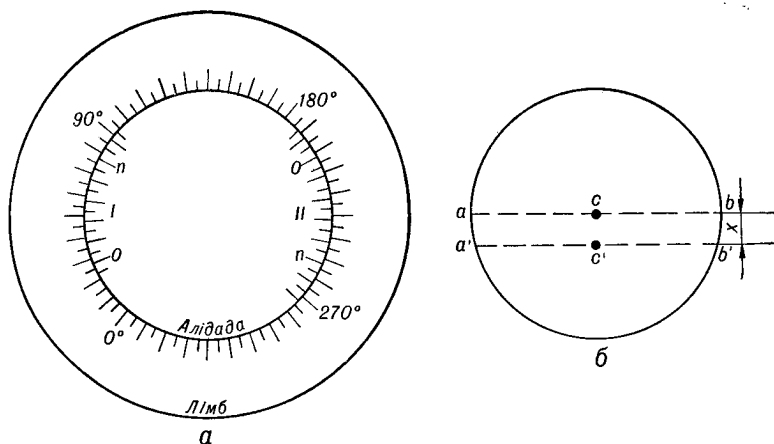


Рис. 4.6. Схема побудови горизонтального круга:
 а — класичний вигляд кругів алідади та лімба; б — визначення ексцентриситету алідади

бою поділки по всій довжині круга. Центральний кут, що відповідає дузі між двома сусідніми рисками, називають *ціною найменшої поділки лімба*. Вона може бути різною, наприклад, у ТТ50 — 20', у ТТ5 — 10'.

Риски лімба підписують через певну кількість градусів: 10°, 5°, 2° або 1°. У лімбів горизонтального круга теодолітів всіх марок без винятку підписи кількості градусів виконані в зростаючому порядку відповідно до руху годинникової стрілки, починаючи від 0° до 360°.

Алідада теж є круглою частиною з аналогічного сплаву, вісь якої збігається з віссю лімба і яка обертається в межах кільця лімба.

На алідаді знаходиться певна кількість рисок від 0 до n , які утворюють шкалу поділок, або, як її називають, верньєр. Щоб позбавитися від впливу ексцентриситета алідади, на протилежній її стороні виготовлюють другий аналогічний верньєр. Розглянемо явище ексцентриситета алідади (рис. 4.6, б).

Ексцентриситет виникає внаслідок розбіжності центру алідади з центром лімба.

Нехай буде C — центр лімба, C_1 — центр алідади. Припустимо, що a і b — відліки по діаметрально протилежних частинах лімбу в той момент, коли осі лімба і алідади збігаються, різниця між ними очевидно 180°. Якщо центри лімба і алідади не збігаються, то відліки a' і b' , зроблені відносно нульових рисок алідади, містять у собі похибку x .

Згідно з рис. 4.6, правильні відліки

$$a = a' - x;$$

$$b = b' + x,$$

звідки

$$\frac{(a + b)}{2} = \frac{(a' + b')}{2}$$

Таким чином, середнє значення з відліків по двох протилежних частинах лімба вільне від впливу ексцентриситета аліадади.

Розглянемо, як користуватися верньєром теодоліта ТТ5 (рис. 4.7).

Насамперед визначають точність верньєра

$$t = l/n, \quad (4.3)$$

де l — ціна найменшої поділки лімба; n — кількість поділок на аліададі.

На лімбі градуси підписані через кожні 5° . Рахуючи скільки поділок припадає на дугу 5° , неважко визначити, що найменша поділка лімба $5^\circ/30 = 10'$.

Поділок на аліададі 20. Таким чином, точність верньєра $10'/20 = 30''$. З такою точністю беруть відліки теодолітом ТТ5.

Розглянемо тепер порядок, у якому береться відлік. Відлік з точністю до найменшої поділки лімба беруть по лімбі напроти нульового штриха аліадади. Треба пам'ятати, що значення поділок збільшується за рухом годинникової стрілки. Маємо: $176^\circ 10'$. Верньєр побудовано так, що одна з рисок аліадади обов'язково повинна збігатися з однією з рисок лімба, утворюючи збіжний штрих. Відшукуємо збіжний штрих і відраховуємо кількість поділок від нульового штриха до збіжного, в даному випадку 2. Потім множимо кількість поділок на ціну однієї і одержуємо відлік на аліададі: $2 \cdot 30'' = 1' 00''$. Цей відлік додають до раніше зробленого і одержують повний відлік по верньєру:

$$176^\circ 10' + 1' 00'' = 176^\circ 11' 00''.$$

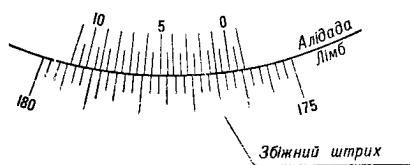


Рис. 4.7. Зняття відліку з допомогою верньєра

Наведений приклад користування відліковим пристроєм у вигляді верньєра переконливо свідчить про те, що операція зняття відліку займає досить багато часу. Додамо, що відшу-

кувати збіжний штрих доводиться за допомогою спеціального верньєрного мікроскопа, кожного разу відхиляючи голову від зорової труби, щоб розгледіти мереживо рисок алідади.

Око при цьому швидко втомлюється, уважність знижується.

У наш час теодоліти з металевими кругами та верньєрами не випускаються, для відліків користуються пристроями більш досконалих конструкцій. Але скляний круг сучасного теодоліта фактично є лімбом описаного вище металевого круга. Різниця лише у тому, що всі риски і підписи виконані не на металевій, а на скляній поверхні. У системі скляного круга вже немає традиційної за виглядом (див. рис. 4.6) алідади з поділками, але алідадна частина, звичайно, є; вона також рухається навколо лімба, обертаючи всю рухоми частину теодоліта.

Прозорість скляних кругів сучасних теодолітів дала можливість значно спростити зняття відліків з лімба за рахунок ускладнення конструкції інших частин. Зараз, наприклад, підставки теодоліта (див. рис. 4.1), які раніше слугували лише опорою для зорової труби та вертикального круга, перетворені на складні пристрої, що містять у собі різноманітні оптичні системи.

Застосування оптичних систем робить набагато зручнішим зняття відліків. На рис. 4.8 показана оптична схема відлікового пристрою теодоліта Т30.

Розглянемо, як працює ця схема. Дзеркальце 1 спрямовує промені світла крізь ілюмінатор 2 на лімб вертикального круга 3, проходячи який, промені світла обертаються призмою 4 і крізь

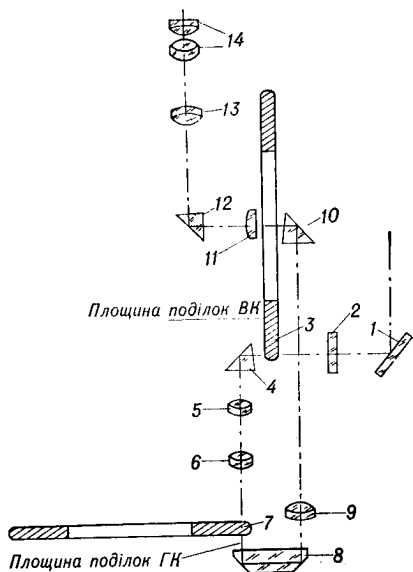


Рис. 4.8. Оптична схема відлікового пристрою теодоліта Т30:

1 — дзеркальце; 2 — ілюмінатор; 3 — лімб вертикального круга; 4 — призма; 5, 6 — лінзи; 7 — лімб горизонтального круга; 8 — призма; 9 — об'єктив мікроскопа; 10, 12 — призми; 11 — скляна пластинка; 13 — фокальна площина; 14 — окуляр відлікового мікроскопа

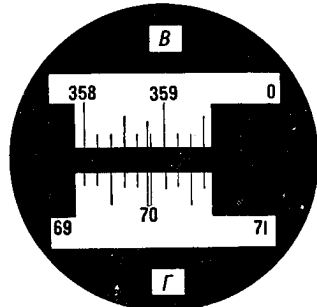


Рис. 4.9. Поле зору відлікового мікроскопа теодоліта Т30

лінзи 5 і 6 потрапляють до лімба горизонтального круга 7. Далі збагачені інформацією промені призмою 8 спрямовуються до об'єктива мікроскопа 9, який за допомогою призм 10 і 12 утворює зображення тих частин лімбів вертикального і горизонтального кругів, які саме траплялись на шляху променів світла. Зображення, утворене в фокальній площині 13, спостерігають через окуляр відлікового мікроскопа 14. Штрих-вказівник наноситься на скляну пластинку 11, його зображення передається променями світла до поля зору відлікового мікроскопа і відносно нього знімаються відліки по горизонтальному і вертикальному кругам (рис. 4.9).

Згідно рис. 4.9 ціна поділки горизонтального і вертикального кругів теодоліта Т30 дорівнює $10'$. Відліки беруть відносно штриха-вказівника з точністю $1'$, оцінюючи частки поділки на око. Відлік по горизонтальному кругу $69^{\circ} 57'$, по вертикальному — $358^{\circ} 48'$.

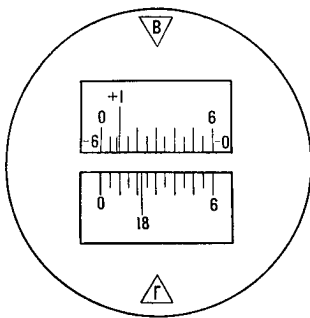
Описаний відліковий пристрій теодоліта Т30 має назву *штрихового мікроскопа*. Це найпростіший відліковий пристрій оптичних теодолітів, який дає певну точність зняття відліків.

Для підвищення точності відліків до поля зору мікроскопів деяких теодолітів вводять шкали, розміри яких збігаються з розмірами найменшої поділки лімбів.

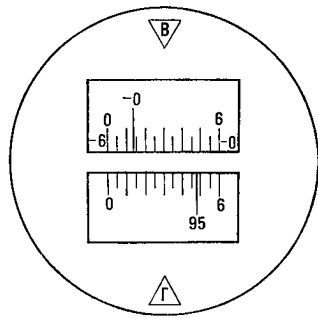
У теодолітів 2Т30 і Т15 ціна поділки лімба становить 1° , а кількість поділок шкали відповідно 12 та 60. Якщо оцінювати на око поділки шкали до 0,1 частини, є можливість знайти відліки з точністю до $0',5$ для теодоліта 2Т30 і до $0',1$ для Т15.

Такий тип відлікового пристрою називається *шкаловим мікроскопом*. На рис. 4.10 наводиться поле зору шкалових мікроскопів теодолітів 2Т30 і Т15. Відліки: у теодоліта 2Т30 по горизонтальному кругу: а) $18^{\circ} 22'$; б) $95^{\circ} 48'$; по вертикальному: а) $1^{\circ} 12'$ (позитивний нахил труби); б) $-0^{\circ} 47'$ (негативний нахил труби); у теодоліта Т15 по горизонтальному кругу $174^{\circ} 54' 1$, по вертикальному кругу $2^{\circ} 05', 9$.

Зазначимо, що вище отримані відліки мають вплив ексцентриситета алідади внаслідок того, що промені світла у теодолітів Т30, 2Т30 і Т15 проходять лише через одну сторо-



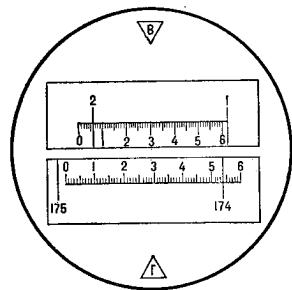
a



б

Рис. 4.10. Поле зору відлікових пристроїв шкалових мікроскопів:

a, б — відліки теодолітом 2Т30 по ВК відповідно $+1^{\circ}12'$ та $0^{\circ}43'$; *в* — поле зору відлікового пристрою теодоліта Т15



в

ну кругів, не торкаючись діаметрально протилежної. Не маючи можливості одночасно знімати відліки з протилежної сторони лімба, впливу ексцентриситета уникають, застосовуючи відповідну методику вимірів. Наприклад, від впливу ексцентриситета на результати вимірювання кута позбавляються, виконуючи спостереження в два прийоми: при крузі право та при крузі ліво.

У теодоліта Т5 відліковий пристрій принципово такий же, як і у Т15, але точність відліків значно вища внаслідок більших розмірів поділок шкали мікроскопа, та більших діаметрів як горизонтального, так і вертикального кругів.

Більш точним відліковим пристроєм обладнані теодоліти Т1 та Т2. Вони мають так званий мікроскоп з оптичним мікрометром, за допомогою якого відліки беруться з точністю $0'',1$.

В полі зору відлікового пристрою (рис. 4.11) спостерігають три шкали: верхню, центральну та бічну. Центральна шкала містить зображення діаметрально протилежних подвійних рисок лімба, які відокремлюються горизонтальною лінією розподілу; в верхній наводиться цифра кількості градусів та рядок цифр від 0 до 5, які позначають десятки мінут; бічна шкала є шкалою оптичного мікрометра, в якій лівий рядок цифр відповідає одиницям мінут, а пра-

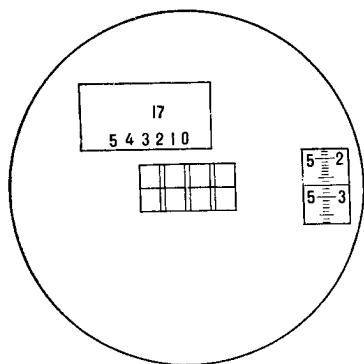


Рис. 4.11. Поле зору відлікового пристрою геодаліта Т2

вий — десяткам секунд; кожна поділка шкали оптичного мікрометра дорівнює одній секунді.

Розглянемо приклад відліку та послідовність його зняття за допомогою рис. 4.11. Обертаючи барабан оптичного мікрометра відлікового пристрою геодаліта Т2, ретельно суміщуємо зображення протилежних подвійних рисок лімба центральної шкали і знімаємо відлік. Спочатку читаємо кількість градусів — 17°, а потім визначаємо кількість десятків мінут цифрою, яка знаходиться навпроти градусної позначки — 2.

Потім, спостерігаючи шкалу мікрометра, ліворуч отримуємо цифру одиниць мінут — 5, праворуч — десятки секунд — 2, кількість секунд визначають відносно центральної риски шкали — 7.

Одержаний таким чином відлік становитиме: $17^{\circ} 20' + 5' 20'' + 7'' = 17^{\circ} 25' 27''$.

4.4. Будова циліндричного рівня

Рівні використовують для доведення окремих площин чи осей інструмента до горизонтальності або прямокутності. Циліндричний рівень (рис. 4.12) — це скляна ампула, заповнена рідиною — сірчанним ефіром або етиловим спиртом в металевій оправі. При виготовленні рідину підігрівують і ампулу запаюють. Після охолодження рідина стискається і в ампулі утворюється так звана бульбашка рівня.

Внутрішня поверхня ампули в верхній частині відшліфована по дузі певного радіуса. Розміри радіуса коливаються в межах від 3,5 до 200 м у залежності від класу точності рівня. Завдяки цьому бульбашка рівня завжди займає найвищу частину ампули. Зовнішня поверхня ампули позначена рисками через 2 мм (рис. 4.12, б). Точку *O* в середній частині ампули називають *нуль-пунктом рівня*. Поділки рівня дозволяють оцінювати відхилення бульбашки від нуль-пункта. Якщо кінці бульбашки симетричні відносно точки *O*, кажуть, що бульбашка знаходиться в нуль-пункті, а вісь рівня горизонтальна.

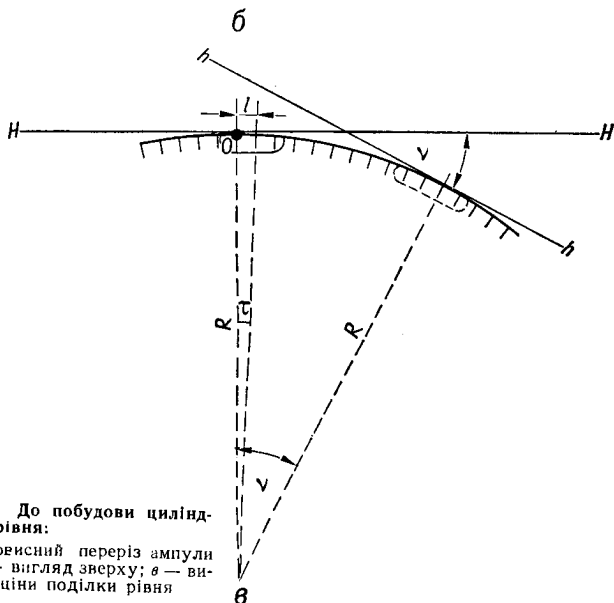
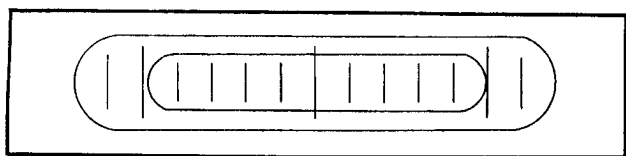
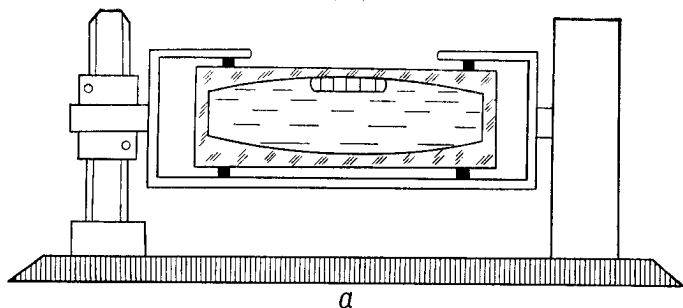


Рис. 4.12. До побудови циліндричного рівня:

a — прямокутний переріз ампули рівня; *б* — вигляд зверху; *в* — визначення ціни поділки рівня

Вісь рівня — одне з найважливіших понять, її напрямок свідчить про відповідність геометричних умов процесу вимірювання.

Осю циліндричного рівня називають дотичну *H — H* до дуги внутрішньої поверхні ампули рівня в нуль-пункті, (мал. 4.12, *в*). Якщо бульбашка рівня відхилиться від нуль-

пункту на певний кут ν , то на такий же кут нахилиться до горизонту і вісь рівня. Ціною поділки рівня τ називають центральний кут, який опирається на дугу між двома найближчими рисками ампули рівня. Згідно з рис. 4.12, ν та τ обчислюють за формулою

$$\tau = \frac{l}{R} \rho, \quad (4.4)$$

де l — відстань між найближчими рисками; ρ — кут в один радіан.

Якість рівня визначається його чутливістю. Одиницею чутливості є найменший кут, на який потрібно нахилити вісь рівня, щоб бульбашка відхилилась на найменшу відстань, помітну для неозброєного ока. Такою відстанню для рівнів вважають 0,2 мм. Теоретично легко вирахувати кут одиниці чутливості τ'' найбільш досконалого рівня з найбільшим радіусом дуги. Наприклад, при найбільшому радіусі дуги 200 000 мм маємо

$$\tau'' = \frac{0,2 \cdot 206\,265''}{200\,000} = 0,2'',$$

але в ідеалі цього практично досягти неможливо. На перешкоді багато причин, одна з головних — якість шліфування внутрішньої поверхні рівня. Взагалі ж більші радіуси внутрішньої поверхні відповідають меншій ціні поділки рівня, отже — більшій його чутливості і вищій якості.

До ампули циліндричного рівня прилаштовують металеву оправу (рис. 4.12, а), яка дає можливість закріплювати рівень на інструменті таким чином, щоб один його кінець був нерухомим, а другий з допомогою виправного гвинта можна було пересувати у вертикальній площині. Виправний гвинт використовується для регулювання кута відхилення бульбашки рівня при перевірках інструменту.

4.5. Принцип вимірювання горизонтального кута

Застосування теодолітів базується на геометричному принципі вимірювання кута. Розглянемо цей принцип відносно реального кута місцевості, сторони якого утворено двома напрямками з вершини B на будь-які точки A і C . Безпосередні фізичні розміри цього кута, позначені літерою b (рис. 4.13, а), майже не використовуються. У геодезичній практиці звичайно розглядають горизонтальну проекцію цього кута β . Щоб отримати її, через напрями кута BA та BC проводять прямовисні площини P_C та P_A , які потім перетинають горизонтальною площиною H . У результаті на

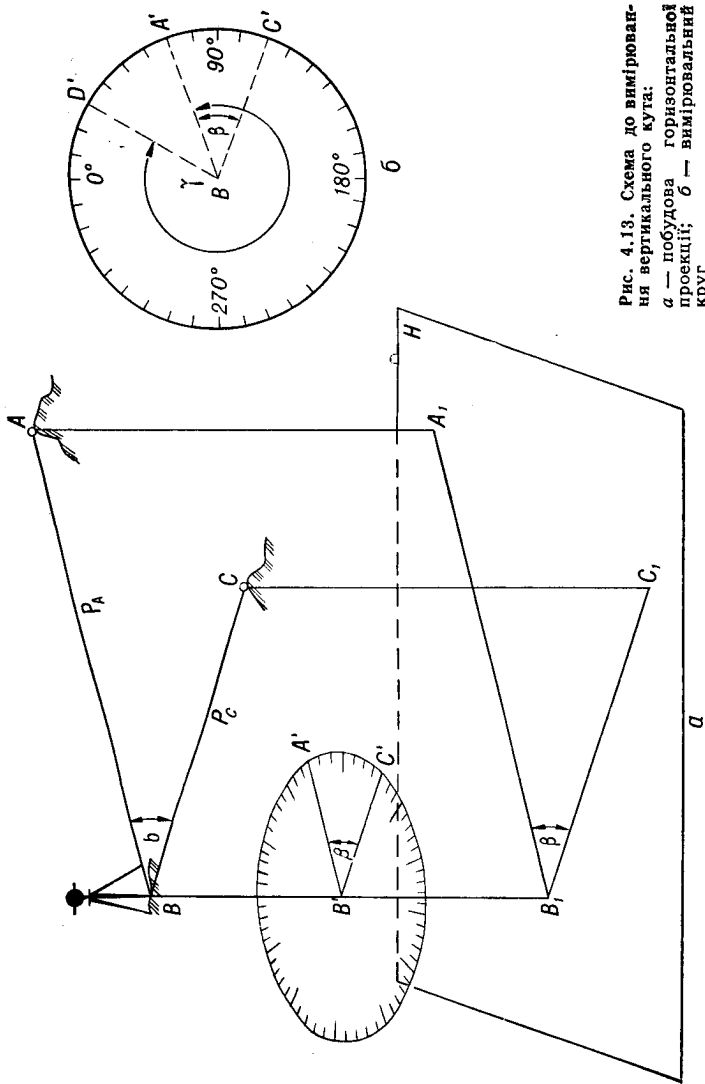


Рис. 4.13. Схема до вимірювання вертикального кута:
 а — побудова горизонтальної проєкції; б — вимірювальний круг

горизонтальній площині H виникають лінії перетину B_1A_1 та B_1C_1 , які утворюють горизонтальну проекцію β кута місцевості b . Припустимо, що для визначення кута β виготовлено вимірвальний круг (рис. 4.13, б) з поділками, що збільшуються відповідно до руху годинникової стрілки, тобто побудова якого відповідає побудові вищеописаних лімбів горизонтальних кругів теодолітів.

Якщо цей круг розмістити таким чином, щоб його центр B' був на прямовисній лінії BB_1 , а площина була паралельною площині H , то в результаті перетину площини круга площинами P_A та P_C утворюється певний кут $A'B'C'$, який за побудовою дорівнює куту β .

Визначаючи по поділках вимірвального круга відліки A' та C' , можна обчислити значення горизонтального кута β . Згідно рис. 4.13, б

$$\beta = C' - A' = 110^\circ - 71^\circ = 39^\circ.$$

Напрями кута, правий чи лівий, визначають за допомогою рук. Для цього треба себе уявити на вершині кута, що вимірюється, обличчям у його середину і тоді відповідно по праву руку буде правий напрям, по ліву — лівий.

Якщо уявити ще якийсь кут γ , утворений лівим напрямом $B'A'$ та правим $B'D'$, згідно з тим же рис. 4.13, б його значення

$$\gamma = D' - A' = 30^\circ - 71^\circ = (30^\circ + 360^\circ) - 71^\circ = 319^\circ.$$

Звідси витікає правило обчислення горизонтального кута: щоб одержати значення горизонтального кута, необхідно від відліку на правий напрям відняти відлік на лівий напрям, якщо відлік на правий напрям менший по значенню від лівого відліку, то до нього додають 360° і знову віднімають лівий відлік.

Викладене вказує на конкретні геометричні умови, яких обов'язково слід дотримуватись, застосовуючи для вимірів теодоліт. Перш за все теодоліт необхідно поставити над вершиною кута B таким чином, щоб його головна вісь обертання $V - V$ збігалась з прямовисною лінією BB_1 ; ця дія має назву центрування інструменту. При цьому площина лімбу повинна бути горизонтальною, а зорова труба, обертаючись, повинна утворювати своєю візирною віссю $W - W$ прямовисну площину, яка має назву *колімаційної*. Це — головна геометрична умова вимірювання кутів; щоб визначити, чи відповідають їй певні частини теодоліта, виконують перевірки.

4.6. Перевірки і юстировки теодолітів

Перша перевірка. Вісь циліндричного рівня при алідаді горизонтального круга повинна бути перпендикулярною до головної осі обертання інструмента.

Якщо вісь обертання $V - V$ прямовисна і вісь циліндричного рівня $H - H$ горизонтальна, умова виконується (рис. 4.14, а). Розглянемо виконання перевірки при нахилній осі $V_1 - V_2$ (рис. 4.14, б). З допомогою алідади рівень ставлять паралельно до напрямку двох будь-яких підйомних гвинтів. Обертаючи ці гвинти в різні боки, бульбашку рівня приводять до нуля-пункта. Внаслідок цього вісь рівня набуває горизонтальності, а її напрям фіксується літерами $H'_1 - H'_2$. Далі алідадою рівень обертають на 180° , його вісь теж обертається і займає позицію $H'_2 - H'_1$, утворюючи з горизонтом кут ν . Цей кут вимірюється дугою відхилення бульбашки рівня від нуля-пункта і відповідає певній кількості поділок ампули рівня n .

Якщо вісь обертання утворює з прямовисною лінією $V - V$ кут φ , цей кут знаходиться з кутом ν у певному співвідношенні

$$\varphi = \nu/2, \quad (4.5)$$

бо за побудовою кут VOV_2 дорівнює куту $OH_1H'_1$, а кут $H_2OH'_1$ є зовнішнім по відношенню до кута $OH_1H'_1$, тобто вдвічі більшим.

Таким чином, приходимо до висновку, що якби вісь циліндричного рівня з позиції $H'_2 - H'_1$ перевести на позицію $h - h$, що збігається з бісектрисою кута ν , то вона була

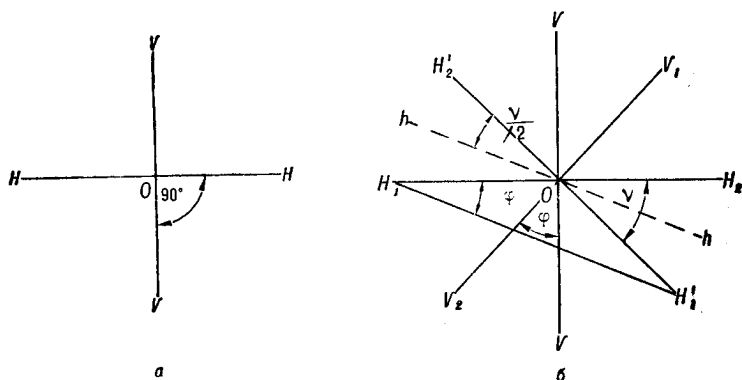


Рис. 4.14. До першої перевірки теодоліта:
а — вісь обертання прямовисна; б — вісь обертання похила

б перпендикулярною до осі обертання теодоліта $V_1 - V_2$. Цей факт дає можливість виконати певні дії по забезпеченню геометричної умови перевірки. Такі дії називають *юстировкою*. Знаючи кількість n поділок відхилення бульбашки рівня від нуля-пункта, обертають виправний гвинт рівня, пересуваючи бульбашку до нуля-пункта на половину дуги відхилення, тобто на $n/2$. Внаслідок цього вісь рівня займає позицію $h - h$ і стає перпендикулярною до осі обертання $V_1 - V_2$. Але вісь $V_1 - V_2$ не збігається з прямовисною $V - V$. Позицію осі $V_1 - V_2$ виправляють, діючи вже підйомними гвинтами, за допомогою яких бульбашку рівня пересувають на другу половину дуги відхилення і вона займає нуля-пункт рівня. Завдяки цьому вісь обертання $V_1 - V_2$ набуває прямовисності $V - V$, а вісь рівня з позиції $h - h$ досягає горизонтальності (позиція $H_1 - H_2$).

Зазначимо, що з першого разу не завжди вдається точно визначити половину дуги відхилення. Особливо часто це трапляється при великих кутах відхилення бульбашки рівня, які важко визначити на око. У таких випадках для уяви про розміри кута нахилу підраховують кількість обертів підйомного гвинта при пересуванні бульбашки рівня до нуля-пункту. А принцип юстировки звичайно зберігається.

Виконавши юстировку, рівень обертають в напрямку до третього підйомного гвинта, і, діючи гвинтом, виводять бульбашку на середину. Якщо бульбашка рівня при будь-якому обертанні аліади залишається в нуля-пункті або відхиляється не більш як на одну поділку, вважають, що перевірка виконана.

Друга перевірка. Візирна вісь зорової труби повинна бути перпендикулярною до осі обертання труби.

Для перевірки знаходять на місцевості розташовану біля лінії горизонту віддалену добре помітну точку M (рис. 4.15) і наводять на цю точку трубу, беручи відліки при крузі право (КП) та при крузі ліво (КЛ).

Якщо вісь зорової труби перпендикулярна до осі обертання (рис. 4.15, *a*), то, наводячи трубу на якусь точку M , одержують при крузі, наприклад, ліво якийсь певний відлік КЛ, що відповідає напрямку візирної осі. Переводячи трубу через зеніт, наводять на ту саму точку M вже при крузі право і одержують відлік КП, що теж відповідає напрямку візирної осі. У цьому випадку різниця між відліками становитиме рівно 180° :

$$\text{КЛ} - \text{КП} = 180^\circ, \quad (4.7)$$

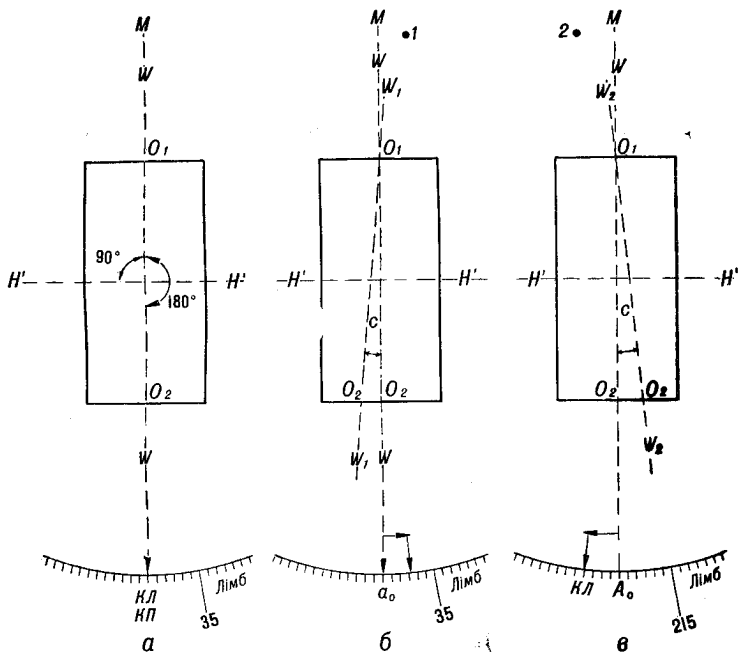


Рис. 4.15. До визначення колімаційної помилки:
 а — вісь $W - W' \perp H' - H'$; б — позиція КП; в — позиція КЛ

або якщо врахувати, що відлік КЛ може бути менший за відлік КП, в загальному вигляді

$$\text{КЛ} - \text{КП} = \pm 180^\circ. \quad (4.8)$$

Далі уявимо, що візирна вісь під впливом деяких умов змінила свій напрям і зайняла позицію $W_1 - W'_1$ (рис. 4.15, б), утворюючи з початковим напрямом $W - W'$ кут C , так звану колімаційну похибку.

Важливо зазначити, що зміна напрямку відбулася при нерухомій трубі і, зрозуміло, відлік по лімбу не змінився також. Але внаслідок зміни напрямку візирної осі в зорову трубу спостерігають зображення якоїсь точки l в центрі сітки ниток, зображення ж точки M буде десь осторонь.

Щоб виправити становище, визначають колімаційну похибку C . Для цього навідним гвинтом алідади трубу знову наводять на точку M , обертаючи алідаду проти руху годинникової стрілки. Внаслідок цього відлік, який дорівнював, наприклад, значенню a_0 зменшиться на кут C і дорівнюватиме тепер відліку КП. Відлік КП знімають по відліковому пристрою і записують. Таким чином, правиль-

ний відлік a_0 визначиться за формулою

$$a_0 = \text{КП} + C. \quad (4.9)$$

Щоб навести зорову трубу на точку M при крузі вліво, рис. 4.15, *в*, виконують аналогічні дії, лише аліададу обертають на кут C за рухом годинникової стрілки і знімають відлік КЛ .

Правильний відлік A_0 визначають за формулою

$$A_0 = \text{КЛ} - C. \quad (4.10)$$

Враховуючи, що

$$a_0 = A_0 - 180^\circ,$$

приводять формулу (4.9) до вигляду

$$A_0 = \text{КП} + C - 180^\circ. \quad (4.11)$$

Складаючи ліві і праві частини рівнянь (4.10) і (4.11), одержують правильний відлік A_0 вже без впливу колімаційної похибки

$$A_0 = \frac{\text{КП} + \text{КЛ} + 180^\circ}{2}, \quad (4.12)$$

або в загальному вигляді

$$A_0 = \frac{\text{КП} + \text{КЛ} \pm 180^\circ}{2}. \quad (4.13)$$

Формула (4.13) свідчить про важливу властивість спостережень, а саме: середнє арифметичне з відліків одержаних при крузі право та крузі ліво при наведенні зорової труби на одну й ту ж точку не містить в собі колімаційної похибки.

Різниця між рівняннями (4.10) і (4.11):

$$C = \frac{\text{КЛ} - \text{КП} - 180^\circ}{2}, \quad (4.14)$$

або в загальному вигляді

$$C = \frac{\text{КЛ} - \text{КП} \pm 180^\circ}{2}, \quad (4.15)$$

тобто колімаційна похибка дорівнює половині різниці відліків по лімбу, знятих після наведення на одну і ту саму точку місцевості при КП і КЛ .

Для виправлення напрямку візирної осі виконують юстировку. Вважаючи, що напрям візирної осі потребує виправлення після наведення її на точку M (рис. 4.15, *в*), розглянемо порядок необхідних для цього дій.

1. За формулою (4.13) обчислюють правильний відлік A_0 .

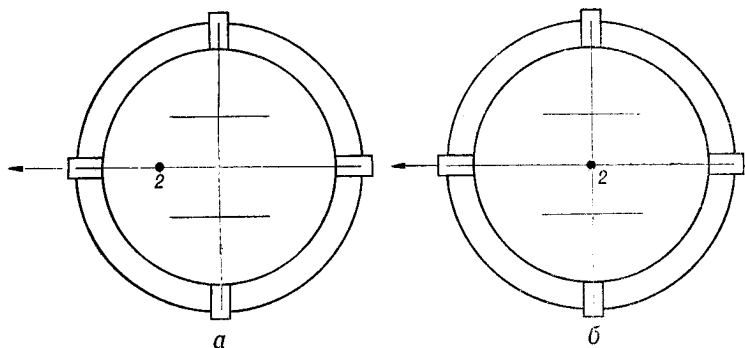


Рис. 4.16. Виправлення діафрагми сітки ниток:

а — до обертання горизонтальних виправних гвинтів; б — після обертання

2. Навідним гвинтом обертають алідаду проти руху годинникової стрілки, доки відлік по лімбу не буде дорівнювати A_0 . Внаслідок цієї дії зображення точки 2 переміститься з центра сітки ниток (рис. 4.16, а).

3. Обертаючи горизонтальні виправні гвинти, діафрагму пересувають, доки зображення точки 2 не буде знаходитись точно в центрі сітки ниток (рис. 4.16, б).

Якщо юстировка виконана вірно, колімаційна похибка не повинна перевищувати подвійну точність відлікового пристрою. Це перевіряється повторним знаходженням колімаційної похибки; для спостережень корисно вибрати іншу аналогічну точку.

Наведені вище формули (4.7) — (4.15) побудовані на тому припущенні, що відліки A_0 , КП, КЛ використовуються з урахуванням деяких інструментальних похибок, наприклад, ексцентриситета алідади. Тобто, якщо мова йде про A_0 , КП чи КЛ, мається на увазі, що це середні значення відліків з двох діаметрально протилежних відлікових пристроїв.

З цих міркувань для теодолітів Т30, Т15, Т5, де відліки знімаються з однієї сторони лімба, для визначення колімаційної похибки пропонується по суті така ж, але трохи ускладнена методика спостережень.

Вибравши точку, наводять на неї зорову трубу при крузі право та при крузі ліво і знімають відліки КП₁ і КЛ₁, а потім переставляють лімб на 180° відносно початкової позиції і знову знімають відліки на ту саму точку КП₂ і КЛ₂. Колімаційну похибку визначають за формулою

$$C' = \frac{(КЛ_1 - КП_1 \pm 180^\circ) + (КЛ_2 - КП_2 \pm 180^\circ)}{4} . \quad (4.16)$$

Таблиця 4.4. Визначення колімаційної похибки

№ прийому	Точка візування	Відлік по горизонтальному колу		Колімаційна похибка C	Примітка
		КП	КЛ		
1	4	13° 21	193° 48	13'	Умову не виконано Установити на горизонтальному колі відлік $A = 13^\circ 35'$
2	4	13° 35	193° 36	30'	Умову виконано

Для визначення правильного відліку користуються формулою

$$A'_0 = КЛ_2 - C'. \quad (4.17)$$

Для контролю перевірку повторюють до тих пір, поки колімаційна похибка не буде перевищувати подвійну точність теодоліта. Результати визначення колімаційної похибки наведені в табл. 4.4.

Після закінчення перевірки захисний ковпачок юстирувальних гвинтів сітки ниток ставлять на місце.

Третя перевірка. Вісь обертання труби повинна бути перпендикулярною до осі обертання інструмента (рис. 4.17). Для перевірки теодоліт ставлять на відстані 10—15 м від стінки будівлі. На стінці вибирають точку A так, щоб кут нахилу зорової труби до горизонту був не менше за 20° , візують на цю точку, потім обертають трубу приблизно до горизонтального положення і відмічають проекцію центра сітки ниток a_1 на стінці (рис. 4.17). Такі ж дії виконують при другому крузі і відмічають на стінці точку a_2 . Якщо точки a_1 та a_2 збігаються в одну, то умова виконана, якщо ні, то відрізок a_1a_2 ділять наполовину точкою a і, підіймаючи чи опускаючи один з кінців горизонтальної осі,

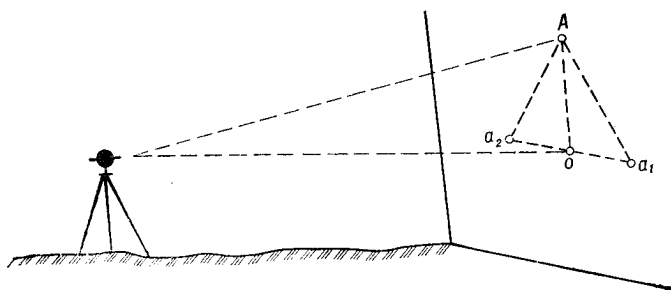


Рис. 4.17. До третьої перевірки геодезіта

Таблиця 4.5. Визначення нахилу горизонтальної осі обертання труби

Висота точки A , м	Відстань між точками a, a_2 , мм	Відношення відстані до висоти	Примітка
22,8	4,5	1 : 5066	Умови виконано

намагаються досягти того, щоб після візування на точку A центр сітки ниток спроектувався у точку a . Це можна зробити, діючи виправними гвинтами підставок труби деяких теодолітів, що вироблялися в довоєнні роки.

Відстань $a_1 a_2$ для технічних теодолітів не повинна перевищувати 1 : 5000 висоти точки A над горизонтом інструмента (відрізок aA). Результати визначення нахилу горизонтальної осі обертання зорової труби представлені в табл. 4.5.

Сучасні теодоліти не мають виправних гвинтів, якими б регулювалась довжина підставок. Внаслідок цього при необхідності довжину підставок сучасних теодолітів регулюють у спеціально обладнаних майстернях.

Четверта перевірка. Одна із ниток сітки має бути горизонтальною, а друга вертикальною. Для виконання цієї перевірки наводять центр сітки ниток на точку, що віддалена від теодоліта на 5—10 м і знаходиться на висоті інструмента. Навідним гвинтом лімба обертають рухому частину теодоліта (рис. 4.18), слідкуючи за положенням горизонтальної нитки сітки ниток відносно точки. Якщо зображення центра сітки ниток зміщується відносно точки більш ніж на три штриха, то умову не виконано

Перевірку вертикальної нитки сітки ниток можна виконати з допомогою виска, підвішеного на відстані 25—30 м (рис. 4.19). Якщо після візування на висок вертикальна нитка сітки ниток суміститься із напрямом виска, то умову виконано. При недотриманні умови потрібно виконувати юстировку.

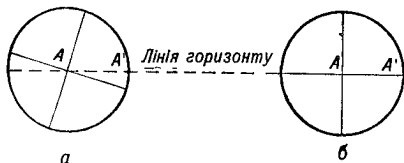


Рис. 4.18. Перевірка установки сітки ниток наведенням на точку:

a — умова не виконана; b — умова виконана

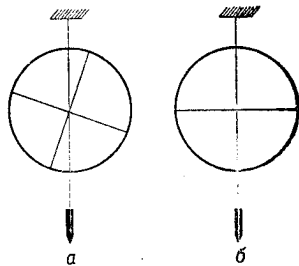


Рис. 4.19. Перевірка установки сітки з допомогою виска:

a — умова не виконана; b — умова виконана

Для виконання юстировки відкручують ковпачок, що прикриває виправні гвинти сітки на окулярній частині зорової труби. Відкручують виправні гвинти і обертають діафрагму сітки ниток так, щоб виконувались умови горизонтальності і вертикальності ниток сітки. Після закінчення перевірки повторюють перевірку перпендикулярності осі візування до горизонтальної осі обертання зорової труби.

4.7. Вимірювання горизонтальних кутів

Перед початком вимірювання виконують деякі підготовчі роботи. Вони складаються з центрування теодоліта над точкою, що є вершиною кута, і нівелювання горизонтального круга теодоліта. Внаслідок цього головна вісь обертання теодоліта повинна проходити через центр точки, над якою він знаходиться, і бути при цьому прямовисною.

Центрування виконується за допомогою виска. Ніжки штатива прилаштовують навколо точки, якою може бути звичайний кілочок, таким чином, щоб висок спрямовувався ближче до центра кілочка, а площина верхньої частини штатива була близькою до горизонтальної. Якщо ця умова виконується, ніжки штатива закріплюють, вісь обертання приводять у прямовисність з допомогою рівня і більш точно центрують теодоліт над точкою, відкріплюючи становий гвинт. Зазначимо, що підготовчі операції виконуються в кілька наближень: після центрування може порушитись нівелювання і навпаки. Особливо багато наближень потрібно при відсутності досвіду, але наполегливість та уважність допоможуть виконати поставлену умову. Ніяка інша підготовка теодоліта до вимірювань не дасть бажаних результатів.

Існує декілька способів вимірювань горизонтального кута. Як найбільш поширений, розглянемо спосіб прийомів.

4.7.1. Спосіб прийомів. Знаходячись з теодолітом над вершиною кута, що вимірюється (цю точку називають станцією), зорову трубу наводять на точки спостереження, якими визначають напрями кута. Перед початком спостережень зображення сітки ниток повинно відповідати окові спостерігача. Для цього, дивлячись у окуляр, обертають окулярну трубку до появи в полі зору найбільш чіткого вигляду сітки ниток. Потім зорову трубу спрямовують на праву точку кута C і фокусують на неї, обертаючи гвинт кремальєри. Якщо після цих дій десь у полі зору труби спостерігають зображення саме цієї точки, вважають,

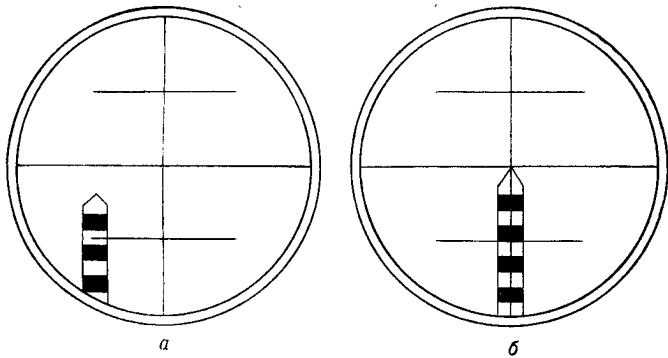


Рис. 4.20. Наведення зорової труби:
а — приблизне; б — точне

що труба вже приблизно наведена (рис. 4.20, а) і виконують її точне наведення (рис. 4.20, б).

Якщо ж зображення точки відсутнє, то або труба дуже неточно наведена і точка знаходиться за межами поля зору труби, або труба просто не відфокусована належним чином на точку. В обох випадках необхідно більш уважно виконати описані дії.

Здійснюючи приблизне наведення, треба мати відкріпленими закріпні гвинти алідади і зорової труби. Навівши трубу приблизно, ці гвинти закріплюють і, користуючись навідними гвинтами алідади та зорової труби, точно наводять візирну вісь зорової труби на вибрану точку. Труба вважається наведеною, коли ясне зображення потрібної точки спостерігають точно в центрі чітко окресленої сітки ниток (рис. 4.20, б).

Навівши трубу на праву точку С, знімають і записують відлік по горизонтальному кругу до журналу вимірювання кутів, табл. 4.6. Потім, відкріпивши закріпні гвинти алідади і зорової труби, наводять трубу на ліву точку А, застосовуючи дії, аналогічні описаним. Після наведення знімають відлік і теж записують його до журналу. Описані дії складають першу половину прийому. Переходячи до другої, трубу переводять через зеніт. Корисно також для уникнення впливу деяких помилок обернути лімб відносно початкової позиції. У теодоліт'в, обладнаних діаметрально протилежними відліковими пристроями, лімб обертають приблизно на $\pm 90^\circ$, у оптичних теодоліт'в Т30, Т15, Т5 — на $\pm 1^\circ-2^\circ$.

При другому крузі спостереження виконують аналогічно, відліки записують до журналу (табл. 4.6).

Таблиця 4.6. Журнал вимірювання горизонтальних кутів способом прийомів

Дата 07.04.89
Погода — ясно

Теодоліт 2Т30П № 31923
Спостерігач Беляєва Т.

Станція	Точка спостереження	Позиція вертикального кругу	Відліки по горизонтальному кругу	Кути	Середнє значення кутів
1	2	3	4	5	6
В	С	КП	273° 10',5	43° 39',5	43° 39'
	А		229° 31'		
В	С	КЛ	91° 42'	43° 38',5	
	А		48° 03',5		

Значення кутів при крузі право та при крузі ліво обчислюють по правилу, наведеному в даному параграфі. Якщо різниця між ними не перевищує подвійної точності відлікового пристрою, обчислюють середнє арифметичнє і далі користуються цим результатом. В протилежному випадку кут вимірюють знову.

4.7.2. Спосіб кругових прийомів *. Спосіб кругових прийомів застосовується тоді, коли з якоїсь точки треба виміряти декілька горизонтальних кутів (рис. 4.20). Спочатку кути вимірюють першим півприйомом при КП у такій послідовності. Установлюють теодоліт у вершині кутів А і приводять його в робоче положення. Установлюють по горизонтальному кругу відлік, близький до 90°. Закріплюють алідаду і при відкріпленому лімбові наводять центр ниток сітки зорової труби на точку 1. Беруть відлік по горизонтальному кругу і записують його в журнал (табл. 4.7). Закріплюють лімб. Рухом алідади за ходом стрілки годинника послідовно візують на точки 2, 3 та 4; при цьому беруть відліки, які записують у журнал (табл. 4.7). Півприйом закінчують повторним наведенням і відліком на початковий пункт 1. Якщо початковий і кінцевий відлік не відрізняються більш ніж на подвійну точність відлікового пристрою, то приступають до другого півприйому.

При закріпленому лімбові переводять трубу через зеніт. Рухом закріпленої алідади проти ходу стрілки годинника послідовно візують усі точки і беруть відліки. Відлік на точку 1 записують у останній рядок табл. 4.7. Відліки на наступні пункти в другому півприйомі записують

* Спосіб кругових прийомів описаний Г. С. Ратушняком

Таблиця 4.7. Журнал вимірювання кутів способом кругових прийомів

Дата 09.09.89
Погода — ясноТеодоліт 2Т30М № 01950
Спостерігач Рубчак В.

Станція	Точка візування	Відлік по горизонтальному колу		Середнє значення відліків	Приведений напрям	2С-КЛ — КП
		КЛ	КП			
0	1	0° 01'	180° 00'	0° 02',0	0° 00'	+1'
	2	91° 47'	271° 46'	91° 46',5	91° 44',5	-1'
	3	116° 09'	296' 10'	116° 09',5	116° 07',5	+1'
	4	143° 19'	323° 19'	143° 19',0	143° 17',0	0
1		0° 02'	180° 03'	0° 01',5		

знизу вверху. Якщо різниця між відліками в першому і другому півприйомах на початковий напрям 1 не перевищує подвійної точності теодоліта, то обчислюють середній відлік з двох півприймів. Його записують у наступну графу табл. 4.7 і віднімають від всіх інших відліків на наступні напрями на точки 2, 3 та 4. Наведені напрями визначають величини кутів між цими напрямками.

Якщо кути вимірюють кількома прийомами, то відліки по напрямках визначають як середні з прийомів, а потім за цими відліками визначають кути. Кожний наступний прийом виконують так, як попередній. Для ослаблення впливу похибок поділок лімба переставляють між прийомами на кут $180^\circ/n$, де n — число прийомів. Сума кутів повинна дорівнювати 360° , що є контролем обчислень. Додатковим польовим контролем вимірювання горизонтальних кутів способом кругових прийомів є постійність подвійної колімаційної похибки.

4.8. Вимірювання магнітного азимута лінії

Побудова теодолітної бусолі. Бусоль призначена для вимірювання магнітних азимутів. Головною частиною бусолі (рис. 4.21) є магнітна стрілка 1, що вільно обертається на вістрі голки, прикріпленої до середини корпусу. Північний кінець стрілки намагнічений, він позначається синім кольором. Проти кінчика стрілки — шкала з рисками 2, середня риска повинна відповідати напрямку на північ. Корпус бусолі 3 прикріплюють гвинтом 4 до кронштейна на корпусі вертикального круга теодоліта. Для зручності спостережень за стрілкою до корпусу бусолі прилаштовують дзеркальце 5, кут нахилу якого регулюється

Таблиця 4.8. Вимірювання азимутів

Напря́м наведе́ння	Відлі́к	Азиму́ти	Середнє значе́ння азиму́тів
<i>N</i> (Пн)	45° 24',5		
<i>C</i>	103° 37',5	58° 13',0	
<i>N</i> (Пн)	171° 18',0		58° 13',5
<i>C</i>	229° 32',0	58° 14',0	

У неробочому стані магнітна стрілка бусолі позбавляється обертання з допомогою гвинта аретира 6, який закріплюють.

Вимірювання магнітного азимута. Теодоліт з бусоллю центрують і нівелюють над точкою, що є початком лінії, азимут якої вимірюється. Внаслідок цього вісь магнітної стрілки повинна набути прямовисності, а сама стрілка вільно обертатись навколо своєї осі. Трубу розвертають так, щоб напрям її візирної осі відповідав напрямку північного кінця стрілки. Потім алідадну частину обертають до тих пір, поки північний кінець стрілки непорушно застигне проти середньої риски шкали бусолі. Цю позицію зафіксовано на рис. 4.22.

Вона свідчить про те, що напрям візирної осі є паралельним до напрямку стрілки, отже — труба скерована на північ.

Азимут — це горизонтальний кут, який вимірюється від північної сторони меридіана за рухом годинникової стрілки до заданого напрямку. Тому його й вимірюють як кут. Спочатку знімають полімбу відлік, що відповідає напрямку візирної осі на північ *N* і записують до табл. 4.8. Потім відкріплюють гвинт аліда-

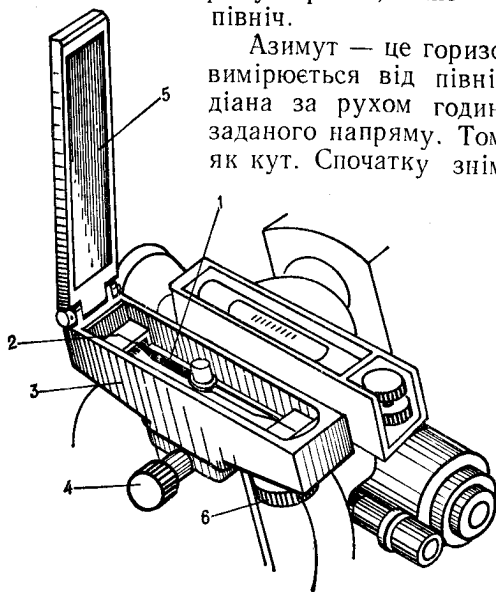


Рис. 4.21. Теодолітна бусоль:

1 — магнітна стрілка;
2 — шкала з рисками;
3 — корпус бусолі; 4 —
затискний гвинт; 5 —
дзеркальце; 6 — гвинт
аретира

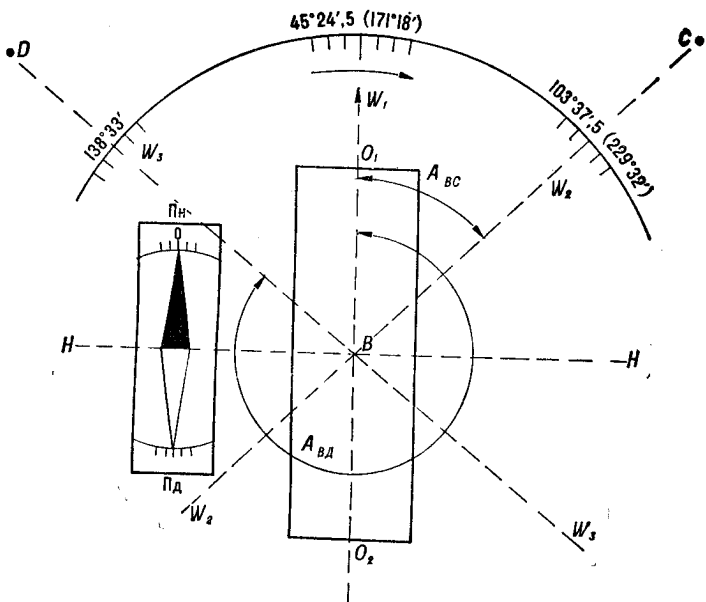


Рис. 4.22. До вимірювання азимутів ліній

її і наводять трубу на точку C , знімають відлік і записують.

Виходячи з визначення азимута, перший відлік, що відповідає напрямку візирної осі на північ, буде завжди відліком на лівий напрям кута; другий відлік, що відповідає напрямку на точку C , завжди буде відліком на правий напрям кута.

Отже, підраховуємо азимут лінії BC :

$$A_{BC} = 103^{\circ} 37', 5 - 45^{\circ} 24', 5 = 58^{\circ} 13'.$$

Азимут вимірюється при якійсь одній позиції вертикального круга, тому для контролю азимут вимірюють, беручи відліки по інших поділках лімба, потім аналогічно обчислюють його значення і знаходять середнє значення (табл. 4.8). У зв'язку з тим що фіксування кінця магнітної стрілки навпроти середньої риски не забезпечується необхідною точністю визначення відліків, різниця між двома значеннями азимутів може перевищувати подвійну точність відлікового пристрою в кілька разів.

Приклад 4.1. Обчислити азимут лінії BD (рис. 4.22), якщо перший відлік $171^{\circ} 18'$, а відлік на точку D дорівнює $138^{\circ} 33'$.

Розв'язання. $A_{BD} = 138^{\circ} 33' - 171^{\circ} 18' = (138^{\circ} 33' + 360^{\circ}) - 171^{\circ} 18' = 327^{\circ} 15'$.

4.9. Конструкція вертикального круга

Вертикальний круг теодоліта використовують для вимірювання кутів нахилу. З методичних міркувань спочатку розглянемо його побудову в неоптичних теодолітів (рис. 4.23).

Перш за все зазначимо, що головні його частини — лімб 1 і алідада 2 такі самі, як і в металевому горизонтальному крузі, але функціональне навантаження,

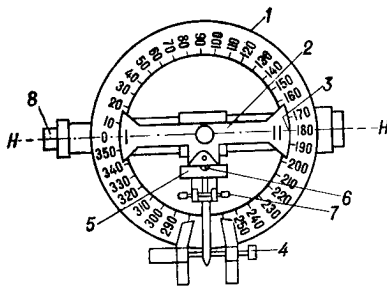


Рис. 4.23. Схема вертикального круга: 1 — лімб; 2 — алідада; 3 — лінія нульових рисок алідади; 4 — мікрометричний гвинт алідади; 5 — циліндричний рівень; 6 — бульбашка рівня; 7 — виправні гвинти рівня; 8 — зорова труба

яке вони виконують в процесі вимірювання кута нахилу, зовсім інше. Справа в тому, що лімб і зорова труба 8 нерухомо з'єднані, внаслідок чого обертання труби в вертикальній площині на деякий кут викликає обертання лімба на точно такий же кут. Алідада при цьому залишається нерухомою. До алідади кріпиться циліндричний рівень 5, завдяки якому лінія нульових рисок 3 повинна займати сталу позицію відносно лінії горизонту. Сталість цієї позиції перевіряють бульбашкою рівня, яка повинна знаходитись в нуль-пункті 6. Риски на лімбі підписують через 1° , 5° або 10° в залежності від марки теодоліта від 0° до 360° у зростаючому порядку як за рухом годинникової стрілки, так і навпаки. Наприклад, у теодоліті ТТ5 підписи поділок лімба вертикального круга збільшуються за рухом годинникової стрілки, як показано на рис. 4.23.

4.10. Визначення кутів нахилу

Припустимо, що в початковій позиції (рис. 4.23) візирна вісь зорової труби є горизонтальною і з нею збігається напрям лінії лімба $0^\circ - 180^\circ$. Уявимо, що трубу обернули на деякий кут γ і вона зайняла позицію згідно з рис. 4.24. У цьому випадку кут обертання зорової труби є фактично кутом нахилу візирної осі труби по відношенню до лінії горизонту.

І дійсно, якщо лінія нульових рисок алідади є горизонтальною, то, щоб одержати значення кута пахилу ν , цілком достатньо зняти відлік по вертикальному кругу.

Зважаючи на цю обставину, в основу конструкції вертикального круга покладено теоретичну умову, яка вимагає, щоб при горизонтальних позиціях візирної осі та осі циліндричного рівня лінія нульових рисок алідади збігалася з лінією 0° — 180° рисок лімба. Але практично цю вимогу далеко не завжди можна виконати і відлік по вертикальному кругу не дорівнює 0° , незважаючи на те, що візирна вісь труби і вісь циліндричного рівня займають горизонтальну позицію.

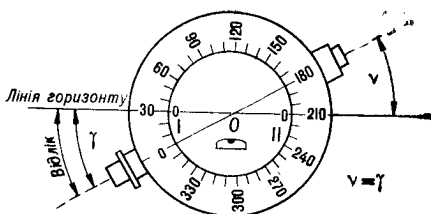


Рис. 4.24. До визначення кута нахилу

Це відбувається внаслідок того (рис. 4.25), що лінія нульових рисок алідади може бути нахилена до лінії горизонту під деяким кутом α , а лінія рисок 0° — 180° лімба може не збігатися з візирною віссю труби на деякий кут β .

Якщо, згідно рис. 4.25, зняти відлік навпроти нульової риски першого верньєра, він визначиться сумою кутів $\alpha + \beta$ і буде дорівнювати місцю нуля (M0):

$$M0 = \alpha + \beta. \quad (4.18)$$

Інші випадки розбіжностей згаданих осей з лінією горизонту можуть призвести до визначення місця нуля через різницю цих же кутів.

В будь-якому випадку, місцем нуля називають такий відлік по вертикальному кругу, коли візирна вісь зорової труби є горизонтальною, а бульбашка рівня при алідаді вертикального круга займає нуль-пункт.

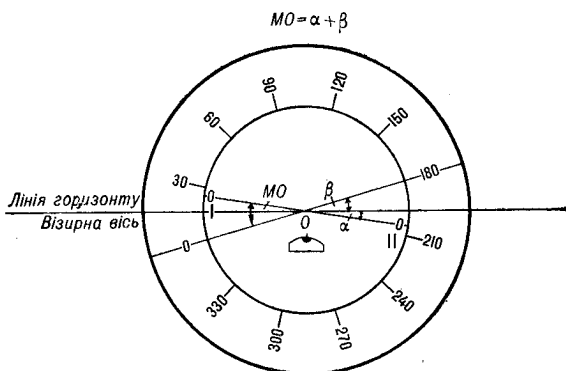


Рис. 4.25. До визначення місця нуля (M0)

$$\nu = \text{КП} - (\alpha + \beta)$$

$$\nu = \text{КП} - \text{МО}$$

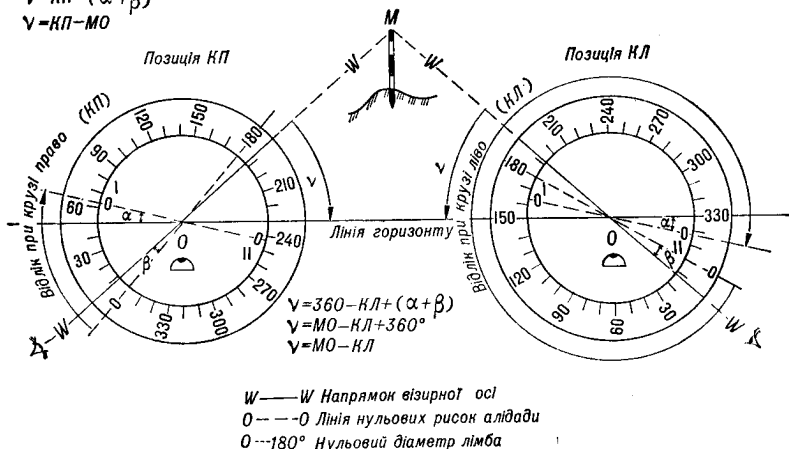


Рис. 4.26. Загальний випадок визначення кутів нахилу

Розглянемо визначення кута нахилу на деяку точку M (рис. 4.26) з урахуванням місця нуля.

Зорову трубу теодоліта при крузі право наводять на точку M . Після наведення бульбашку рівня гвинтом алідади приводять в нуль-пункт і знімають по найближчому до окуляра зорової труби верньєру відлік КП. Згідно з рис. 4.26 кут нахилу на точку M обчислюють за формулою

$$\nu = \text{КП} - (\alpha + \beta),$$

звідки

$$\nu = \text{КП} - \text{МО}. \quad (4.19)$$

Перевівши трубу через зеніт, аналогічні дії виконують при крузі ліво. Відлік, який знімають при цьому, дорівнює відліку КП.

Зазначимо, що при позиції вертикального круга КЛ, як і при позиції КП, відлік кількості градусів беруть по найближчому до окуляра верньєру, незважаючи на те, що в одному випадку це буде верньєр 1, у другому — верньєр 2.

Згідно з рис. 4.26

$$\nu = 360^\circ - \text{КЛ} + (\alpha + \beta),$$

або

$$\nu = \text{МО} - \text{КЛ}. \quad (4.20)$$

Складаючи і віднімаючи відповідно ліві та праві частини рівнянь (4.19) та (4.20), одержують основні формули для

обчислення кутів нахилу та місця нуля:

$$v = \frac{КП - КЛ}{2}; \quad (4.21)$$

$$МО = \frac{КП + КЛ}{2}. \quad (4.22)$$

Якщо підписи поділок на лімбі вертикального круга збільшуються проти руху годинникової стрілки, наприклад, у оптичних теодолітів Т5, Т15, Т30, то в формулах (4.19) — (4.22) КП і КЛ слід поміняти місцями:

$$v = КЛ - МО; \quad (4.23)$$

$$v = МО - КП; \quad (4.24)$$

$$v = \frac{КЛ - КП}{2}; \quad (4.25)$$

$$МО = \frac{КЛ + КП}{2}. \quad (4.26)$$

У 80-х роках промисловість перейшла на виробництво теодолітів з більш досконалою системою підписів лімбів вертикальних кругів — по секторах від 0° до $\pm 60^\circ$ (рис. 4.27).

Така система підписів є більш зручною і надійною, відліки позбавлені залишків «інформаційного баласту».

Наприклад, кутові нахилу $v = -1^\circ$ відповідає приблизно такий же відлік -1° , а не 359° , що має місце при системі підписів $0^\circ - 360^\circ$. При секторній системі підписів лімбів вертикального круга теодолітів 2Т30, Т15, 2Т5 і деяких інших для визначення кутів нахилу і місця нуля користуються формулами (4.23) — (4.26).

4.11. Приклади обчислення кутів нахилу і місця нуля

Застосовуючи для вимірювання кутів нахилу теодоліти з різними системами підписів лімбів вертикального круга, треба уявляти, який саме тип підписів використовується в кожному конкретному випадку, а також у який спосіб здійснюється зняття відліку по вертикальному кругу, тобто, з одного боку лімба його здійснюють, чи з обох. Перше, що впадає в око в процесі вимірювань, це той факт, що відліки КП і КЛ, зроблені при наведенні на одну і ту ж

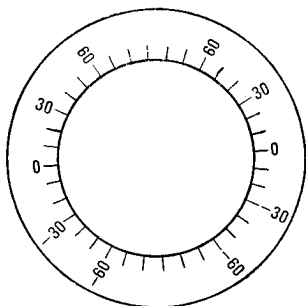


Рис. 4.27 Схема оцифровки вертикального круга теодоліта 2Т30

точку, завжди різні і ця різниця добре помітна. Наприклад, якщо відлік при крузі право близький до 0° , відлік при крузі ліво буде близький до 360° або 180° і навпаки, тобто в парі відліків КП і КЛ один завжди чітко відрізняється від другого по своєму значенню, внаслідок чого один умовно називають *великим*, другий — *малим*. Ці відліки з метою спрощення обчислень приводять до більш зручного вигляду, користуючись так званим *правилом узгодження відліків*.

Дотримуючись цього правила при обчисленнях, до малих відліків додають 360° (180°), або від більших відліків віднімають 360° (180°) (180° використовують у підрахунках тоді, коли відліки кількості градусів при КП і КЛ беруться по одному і тому ж верньєру). У нижче наведених прикладах 4.2 та 4.3 відліки одержані з допомогою ближнього до окуляра зорової труби верньєра, а в прикладах 4.4, 4.5 та 4.6 — за допомогою одностороннього відлікового пристрою.

Приклад 4.2. Обчислити кут нахилу на певну точку місцевості і М0 вертикального круга, якщо КП = $2^\circ 05'$, КЛ = $357^\circ 57'$.

Розв'язання. Використовуючи формули (4.21) і (4.22), а також правило узгодження відліків, одержимо

$$\nu = \frac{2^\circ 05' - 357^\circ 57'}{2} = \frac{(2^\circ 05' + 360^\circ) - 357^\circ 57'}{2} = \\ = +2^\circ 04',$$

або

$$\nu = \frac{2^\circ 05' - 357^\circ 57'}{2} = \frac{2^\circ 05' - (357^\circ 57' - 360^\circ)}{2} = \\ = \frac{2^\circ 05' + 2^\circ 03'}{2} = +2^\circ 04';$$

$$M_0 = \frac{2^\circ 05' + 357^\circ 57'}{2} = \frac{2^\circ 05' + (357^\circ 57' - 360^\circ)}{2} = \\ = \frac{2^\circ 05' - 2^\circ 03'}{2} = 0^\circ 01',$$

або

$$M_0 = \frac{2^\circ 05' + 357^\circ 57'}{2} = \frac{(2^\circ 05' + 360^\circ) + 357^\circ 57'}{2} = \\ = \frac{720^\circ 02'}{2} = 0^\circ 01'.$$

Перевіряючи обчислення з допомогою формули (4.19) та (4.20), одержимо

$$\nu = 2^\circ 05' - 0^\circ 01' = +2^\circ 04',$$

або

$$\nu = 0^\circ 01' - 357^\circ 57' = 0^\circ 01' - (357^\circ 57' - 360^\circ) = 0^\circ 01' + \\ + 2^\circ 03' = +2^\circ 04'.$$

Приклад 4.3. Обчислити v і M_0 , якщо $KП = 356^\circ 18'$; $KЛ = 3^\circ 04'$.

Розв'язання. Застосовуючи таку ж методику обчислення, як і в прикладі 1, одержимо

$$v = \frac{356^\circ 18' - 3^\circ 34'}{2} = \frac{(356^\circ 18' - 360^\circ) - 3^\circ 34'}{2} =$$

$$= \frac{-3^\circ 42' - 3^\circ 34'}{2} = -3^\circ 38';$$

$$M_0 = \frac{356^\circ 18' + 3^\circ 34'}{2} = \frac{356^\circ 18' + (360^\circ + 3^\circ 34')}{2} = 359^\circ 56'.$$

При перевірці одержимо

$$v = 356^\circ 18' - 359^\circ 56' = -3^\circ 38',$$

або

$$v = 359^\circ 56' - 3^\circ 34' = 359^\circ 56' - (3^\circ 34' + 360^\circ) = -3^\circ 38'.$$

Слід звернути увагу на те, що M_0 в даному прикладі може бути обчислене від'ємним:

$$M_0 = \frac{(356^\circ 18' - 360^\circ) + 3^\circ 34'}{2} = \frac{-3^\circ 42' + 3^\circ 34'}{2} =$$

$$= \frac{-0^\circ 08'}{2} = -0^\circ 04',$$

що суперечить визначенню M_0 , бо з нього витікає, що це, перш за все, відлік, а одержаний результат не є відліком, оскільки при даній системі підписів (від 0° до 360°) жодна риска вертикального круга не може бути підписана від'ємним значенням. Обчислене вище значення $M_0 = -0^\circ 04'$ може відповідати лише реальному відлікові $359^\circ 56'$. Але зазначимо, що користування від'ємним значенням не викликає помилок при обчисленнях кутів нахилу:

$$v - 0^\circ 04' - 3^\circ 34' = -3^\circ 38'.$$

Приклад 4.4. Обчислити v і M_0 , якщо

$$KП = 2^\circ 12'; KЛ = 177^\circ 52'.$$

Розв'язання:

$$v = \frac{2^\circ 12' - 177^\circ 52'}{2} = \frac{(2^\circ 12' + 180^\circ) - 177^\circ 52'}{2} =$$

$$= \frac{4^\circ 20'}{2} = +2^\circ 10',$$

або

$$v = \frac{2^\circ 12' - 177^\circ 52'}{2} = \frac{2^\circ 12' - (177^\circ 52' - 180^\circ)}{2} =$$

$$= \frac{2^\circ 12' + 2^\circ 08'}{2} = +2^\circ 10';$$

$$M_0 = \frac{2^\circ 12' + 177^\circ 52'}{2} = \frac{(2^\circ 12' + 180^\circ) + 177^\circ 52'}{2} =$$

$$= \frac{360^\circ 04'}{2} = 0^\circ 02',$$

або

$$M_0 = \frac{2^\circ 12' + (177^\circ 52' - 180^\circ)}{2} = \frac{2^\circ 12' - 2^\circ 08'}{2} = 0^\circ 02'.$$

Контроль:

$$v = 2^\circ 12' - 0^\circ 02' = +2^\circ 10';$$

$$v = 0^\circ 02' - (177^\circ 52' - 180^\circ 00') = 0^\circ 02' + 2^\circ 08' = +2^\circ 10'.$$

Примітка: в прикладах 4.2, 4.3 та 4.4 розглянуто застосування теодолітів з системою підписів вертикального круга (0° — 360°), що збільшуються за рухом годинникової стрілки. Це обумовило використання формул (4.19) — (4.22).

Приклад 4.5. Відліки по вертикальному кругу теодоліта Т30 при наведенні на одну і ту ж точку місцевості: КП = $183^\circ 21'$; КЛ = $357^\circ 04'$. Знайти: v ; M_0 .

Розв'язання. У теодоліта Т30 підписи на вертикальному крузі зростають проти напрямку руху годинникової стрілки, верньєри відсутні, відліковий пристрій — штриховий мікроскоп, за допомогою якого відліки знімають з одного боку лімба (це порівнюється з використанням для відліків одного і того ж верньєра). Виходячи з цього для обчислень використовують формули (4.25) та (4.26):

$$v = \frac{(357^\circ 04' - 180^\circ) - 183^\circ 02'}{2} = \frac{177^\circ 04' - 183^\circ 02'}{2} = \\ = \frac{-5^\circ 58'}{2} = -2^\circ 59';$$

$$M_0 = \frac{357^\circ 04' + 183^\circ 02'}{2} = \frac{357^\circ 04' + (183^\circ 02' + 180^\circ)}{2} = \\ = \frac{720^\circ 06'}{2} = 0^\circ 03'.$$

Для контрольних обчислень використовують формули (4.23) та (4.24), звідки:

$$v = 357^\circ 04' - 0^\circ 03' = 357^\circ 04' - 360^\circ 03' = -2^\circ 59',$$

або

$$v = 0^\circ 03' - 183^\circ 02' = 0^\circ 03' - (183^\circ 02' - 180^\circ) = 0^\circ 03' - \\ - 3^\circ 02' = -2^\circ 59'.$$

Приклад 4.6. Відліки по вертикальному кругу теодоліта 2Т30: КП = $3^\circ 17'$; КЛ = $3^\circ 13'$. Обчислити: v ; M_0 .

Розв'язання. Користуючись формулами (4.23) — (4.25), одержимо:

$$v = \frac{3^\circ 13' - (-3^\circ 17')}{2} = \frac{3^\circ 13' + 3^\circ 17'}{2} = +3^\circ 15';$$

$$M_0 = \frac{3^\circ 13' + (-3^\circ 17')}{2} = \frac{-0^\circ 04'}{2} = -0^\circ 02';$$

$$v = 3^\circ 13' - (-0^\circ 02') = +3^\circ 15';$$

$$v = 0^\circ 02' - (-3^\circ 17') = -0^\circ 02' + 3^\circ 17' = +3^\circ 15'.$$

Останній наведений приклад яскраво свідчить, що завдяки удосконаленій системі підписів вертикального круга

(див. рис. 4.25), яка виконується по секторам і містить в собі від'ємні значення в підписах, процес обчислення радикально спрощується, а правило узгодження відліків, яке було обов'язковим в прикладах 4.2—4.5, взагалі не враховується.

4.12. Перевірка місця нуля вертикального круга

Виходячи з вищевикладеного, бачимо, що кути нахилу вимірюють, наводячи зорову трубу двічі на точку та беручи двоє відліків КП та КЛ, або якщо відоме місце нуля МО, один раз наводячи на точку та беручи один відлік КП чи КЛ. Зрозуміло, що в тих випадках, коли з однієї станції необхідно вимірювати багато кутів нахилу, наприклад, при тахеометричній зйомці, визначення кутів нахилу через місце нуля при одному наведенні на точку різко підвищує продуктивність праці. Отже, у зв'язку з цим впливає важлива умова: *значення місця нуля повинно бути сталим.*

Для перевірки цієї умови на місцевості вибирають дві або більше чітких, зручних для спостережень (бажано поблизу від лінії горизонту) точок. Навівши зорову трубу на кожну з цих точок, перед зняттям відліків приводять бульбашку рівня до нуля-пункту, а потім знімають відліки КП та КЛ і обчислюють значення МО із спостережень на ці точки. Зрозуміло, що в процесі спостережень місце нуля вертикального круга не повинно мінятися, отже, обчислені значення місця нуля повинні дорівнювати один одному або відрізнятися в межах подвійної точності відлікового пристрою.

При більших розходженнях спостереження слід виконати ще раз, більш уважно, дотримуючись певного порядку дій: наведення на точку, відновлення бульбашки рівня в нуль-пункті, зняття відліку. Якщо ці дії виконувати з необхідною ретельністю, несталість місця нуля може виникнути лише внаслідок трьох технічних несправностей: 1) деякої асинхронності в обертаннях зорової труби і лімба вертикального круга; 2) недосконалого кріплення діафрагми з сіткою ниток; 3) недосконалого кріплення циліндричного рівня до аліади вертикального круга. У сучасних теодолітах відсутність першої несправності гарантується підприємством, тому перед вимірюванням кутів нахилу обмежуються лише перевіркою кріплень рівня та сітки ниток.

Одержане таким чином надійне значення M_0 використовують при обчисленнях. Взагалі кажучи, обчислювати кути нахилу можна при будь-яких значеннях місця нуля, але якщо M_0 дорівнює 0, або наближається до нього, визначення кутів нахилу значно спрощується. З цих міркувань виконують, так зване, доведення місця нуля до нуля.

Якщо сформулювати перевірку місця нуля вертикального круга у вигляді умови, що місце нуля вертикального круга повинно дорівнювати нулю або бути близьким до нього, то операцію доведення місця нуля до нуля можна вважати за юстировку M_0 . Вона виконується в певній послідовності.

Вісь рівня при алідаді вертикального круга приводять до горизонтальності і обертають трубу, доки відлік по вертикальному кругу не досягне значення M_0 . Потім обертають навідний гвинт алідади, суміщуючи нуль алідади з нулем лімба. Внаслідок цього відлік по вертикальному кругу буде дорівнювати нулю, але вісь рівня позбудеться горизонтальності. Діючи виправними гвинтами рівня, приводять бульбашку на середину. Таким чином досягають стану, при якому візирна вісь і вісь рівня горизонтальні, а відлік по вертикальному кругу дорівнює нулю. Щоб місце нуля було більш стійким, виправні гвинти рівня треба старанно закріпити.

Перевіряють юстировку повторними спостереженнями, бажано на інші точки. Юстировка вважається виконаною, якщо M_0 має стале значення і дорівнює нулеві або ненабагато від нього відрізняється.

У теодолітів Т30, Т15 та інших, які не мають циліндричного рівня при вертикальному крузі, юстировка M_0 виконується у другий спосіб.

Навівши зорову трубу такого теодоліта на вибрану точку місцевості, уважно слідкують перед зняттям відліку, чи не відхилиться бульбашка рівня при горизонтальному крузі від нуля-пункту, в разі відхилення повертають бульбашку на середину з допомогою підйомних гвинтів трегера. Відліки знімають при КП та КЛ. Кут нахилу на цю точку обчислюють за формулою (4.25).

Зрозуміло, що після виконання цих дій зорова труба при КЛ залишається скерованою на вибрану точку. Перевіривши напрям зорової труби, з допомогою її навідного гвинта поволі обертають лімб вертикального круга до досягнення в полі зору відлікового мікроскопу відліку, який би дорівнював кутові нахилу. Внаслідок цього зображення точки зміститься з центра сітки ниток. Обертаю-

чи вертикальні виправні гвинти сітки ниток, діафрагму пересувають, щоб середня нитка збіглася з зображенням точки; при цьому бульбашка рівня при горизонтальному крузі повинна знаходитися в нуль-пункті.

Зазначимо, що ці дії обов'язково повинні контролюватися повторними спостереженнями та обчисленнями M_0 до досягнення бажаного результату.

4.13. Нитяний далекомір і його застосування

Визначення відстаней нитяним далекоміром побудовано на властивостях перебігу променів світла від далекомірних рисок сітки ниток крізь зорову трубу до перетину з рейкою, поділки якої відомі. Оптична схема нитяного далекоміра відтворена на рис. 4.28.

Згідно з малюнком, відстань від головної осі обертання інструмента до рейки

$$d = d' + f + \delta, \quad (4.27)$$

де f — фокусна відстань об'єктива; δ — відстань від оптичного центра об'єктива до осі обертання.

Компоненти f та δ утворюють C -додаток далекоміра, тобто

$$C = f + \delta. \quad (4.28)$$

Виходячи з подібності трикутників FAB та $Fa'b'$, маємо

$$\frac{d'}{AB} = \frac{f}{a'b'},$$

звідки

$$d' = \frac{ABf}{a'b'}.$$

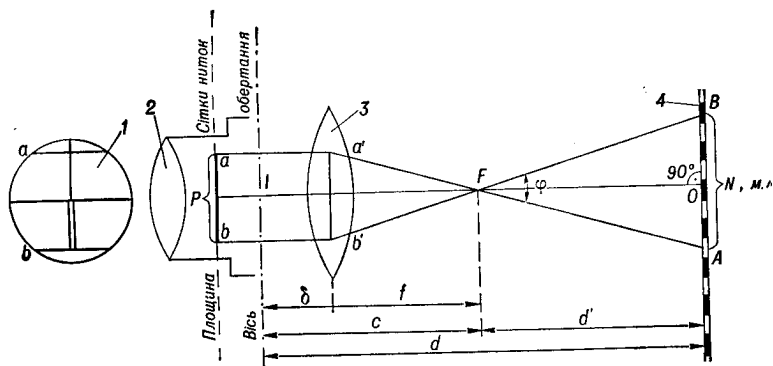


Рис. 4.28. Схема нитяного далекоміра:

1 — сітка ниток; 2 — окуляр; 3 — об'єктив; 4 — рейка

Враховуючи, що AB дорівнює n — кількості поділок рейки між далекомірними рисками сітки ниток, яка спостерігається в полі зору труби, а $a'b'$ дорівнює ab , тобто відстані між далекомірними рисками p , одержимо:

$$d' = n \frac{1}{p} .$$

Відношення f/p називають коефіцієнтом нитяного далекоміра K .

Отже,

$$d' = Kn . \quad (4.29)$$

Підставляючи (4.28) та (4.29) у (4.27), одержимо основну формулу нитяного далекоміра

$$d = Kn + C . \quad (4.30)$$

Завдяки відповідно підбраному розміру f та p (наприклад, $f = 200$ мм, $p = 2$ мм), коефіцієнт далекоміра K звичайно дорівнює 100, внаслідок чого забезпечується зручність обчислення відстаней.

Зазначимо, що у зорових труб з зовнішньою фокусировкою величини K і C є сталими; при цьому залежно від особливостей конструкції C буває в межах від 0,3 м до 0,6 м. У зорових труб з внутрішньою фокусировкою розміри f при пересуванні фокусуючої лінзи дещо змінюються, внаслідок чого виникає певна несталість K і C , що, в свою чергу, викликає деякі похибки в обчисленнях відстаней за формулою (4.30). Щоб врахувати вплив цих похибок, інколи формулу (4.30) приводять до вигляду

$$d = 100n + \Delta , \quad (4.31)$$

де Δ — поправка, яка характеризує коливання значень K та C . Звичайно змінна поправка Δ коливається в незначних межах. Наприклад, при користуванні теодолітом старої марки ТТ50 вона змінюється від 0 до 1,3 м при збільшенні шуканої відстані до 200 м. Добре відомо, що у сучасних теодолітів величина Δ практично дорівнює нулю завдяки більш досконалій конструкції зорових труб. Виходячи з цих міркувань, для визначення горизонтальних відстаней з допомогою ниткового далекоміра в переважній більшості випадків користуються формулою

$$d = 100n . \quad (4.32)$$

Приклад 4.7. Визначити відстань між інструментом і рейкою, користуючись виглядом поля зору труби, одержаного в результаті перебігу променів світла від нівелірної рейки до далекомірних рисок сітки ниток (рис. 4.29).

Розв'язання. Відлік по далекомірній рисці $A = 1550$ мм, рисці $B = 1675$ мм, різниця відліків $n = b - a = 125$ мм, відстань $d = 100 \cdot 125 = 12\,500$ мм $= 12,5$ м.

Примітка. Деякі практичні питання вирішують за допомогою кута φ (рис. 4.28). Зрозуміло, що цей кут ніяк не може перебільшувати кута поля зору труби γ (див. рис. 4.3, з). Якщо, скориставшись формулою (4.2), обчислити його значення для сучасних теодолітів, то одержимо $\gamma = 1^\circ \dots 2^\circ$. Кути, які мають такі та менші значення, звуться *паралактичними*, тобто малими.

Знаючи, що кут φ є паралактичним, можемо записати співвідношення (рис. 4.28)

$$n/d' = \varphi/\rho, \quad (4.33)$$

де ρ — кут у один радіан, що дорівнює $3438'$.

Оскільки відстань d' практично прирівнюється до відстані d , то співвідношення (4.33) приймає вигляд

$$\varphi/\rho = 1/100. \quad (4.34)$$

Звідси отримують значення паралактичного кута $\varphi = 34',4$.

4.14. Визначення нитяним далекоміром похилих відстаней і їх горизонтальних прокладань

Вивчивши рис. 4.28 та формули (4.27) — (4.31), помітимо, що ці формули можуть бути застосовані лише тоді, коли напрям візирної осі перпендикулярний до рейки. Оскільки рейка утримується прямовисно, напрям візирної осі повинен бути горизонтальним, тобто відстань, яка вимірюється, теж має бути горизонтальною, або відхилитися від горизонтальності на незначний кут (до 2°), з впливом якого можна було б не рахуватися.

У інших випадках відстані нитяним далекоміром визначаються з урахуванням кутів нахилу. Розглянемо визначення похилої відстані IO та її горизонтального прокладання d (рис. 4.30). У зв'язку з тим, що у сучасних теодолітів величину C практично прирівнюють до O , вершина кута φ (рис. 4.28) умовно віднесена до точки I (рис. 4.30). Це дає можливість спростити вимірювання відстаней, не порушуючи належної точності.

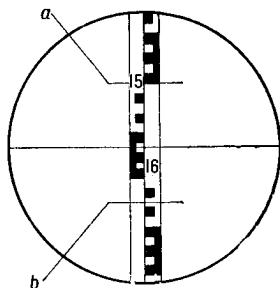


Рис. 4.29. Поле зору труби з зображенням частини рейки

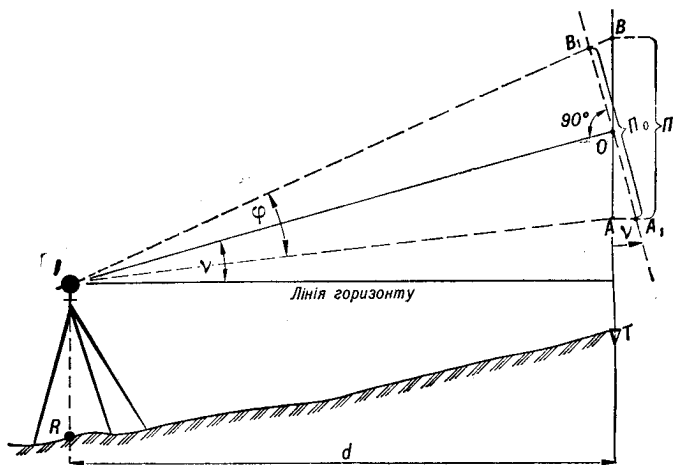


Рис. 4.30. Визначення горизонтальних прокладань похилих відстаней

На рис. 4.30 літерами A , B позначено відлік n по далекомірній рейці, яка утримується прямовисно на місцевості в точці T . Якщо цю рейку уявити собі в позиції A_1B_1 , тобто перпендикулярною до напрямку візирної осі з умовним відліком по ній n_0 , то шукана відстань, m , відповідно до п. 4.13,

$$IO = Kn_0. \quad (4.35)$$

Знайдемо зв'язок між умовним відліком та відліком n , що реально спостерігається.

У п. 4.13 було доведено, що кут $\varphi = 34',4$, внаслідок чого відрізок A_1B_1 буде відхилитися від перпендикулярності до IA_1 лише на $0^\circ 17',2$, тобто трикутник OA_1A можна вважати за прямокутний, однаково як і трикутник OB_1B ; це дає можливість записати для трикутника OA_1A

$$A_1O = AO \cos \nu.$$

Отже,

$$A_1B_1 = AB \cos \nu,$$

або

$$n_0 = n \cos \nu. \quad (4.36)$$

Підставляючи значення n_0 в рівняння (4.35), одержимо формулу для обчислення похилої відстані IO , m :

$$IO = Kn \cos \nu,$$

Щоб одержати горизонтальне прокладення d цієї відстані, її, як бачимо з рис. 4.30, треба помножити на $\cos \nu$:

$$d = IO \cos \nu,$$

або

$$d = Kn \cos^2 \nu. \quad (4.37)$$

Приклад 4.8. Визначити похилу відстань D , та її горизонтальне прокладання, якщо відліки по далекомірним рискам сітки ниток теодоліта ТЗО: $a = 1730$, $b = 2755$; кут нахилу ν дорівнює $8^\circ 30''$.

Розв'язання:

$$n = 2755 - 1730 = 1025 \text{ мм};$$

$$D = 1025 \cdot 100 \cos 8^\circ 30' = 101\,370 \text{ мм} = 101,37 \text{ м.}$$

$$d = 101,37 \cos 8^\circ 30' = 100,26 \text{ м.}$$

4.15. Визначення пере

Застосування теодоліта для визначення перевищень засновано на методі тригонометричного нівелювання (рис. 4.31).

Якщо середню нитку сітки навести на позначку висоти інструмента і на рейку, перевищення h між точками A і B , відповідно до рисунка, визначається за формулою

$$h = d \operatorname{tg} \nu, \quad (4.38)$$

яку називають *головною формулою тригонометричного нівелювання*. Ця формула широко застосовується в тих випадках, якщо безпосередньо відоме горизонтальне прокладання d . Якщо ж горизонтальне прокладання необхідно визначити за допомогою нитяного далекоміра, цю формулу приводять до більш зручного вигляду через функціональний зв'язок між відліком по рейці та горизонтальним про-

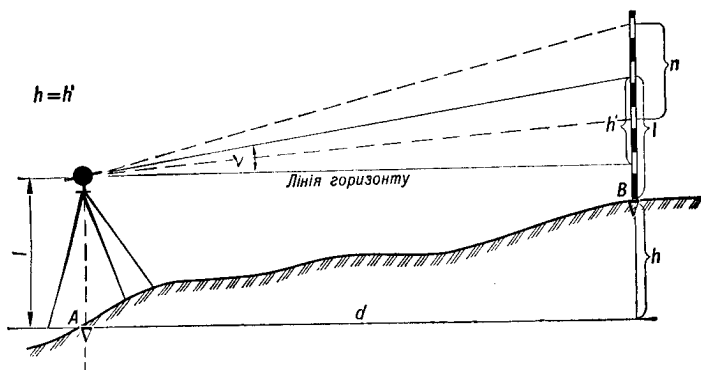


Рис. 4.31. Наведення на позначку висоти інструмента

кладанням. Підставляючи з формули (4.37) значення d в формулу (4.38), одержимо

$$h = Kn \cos^2 \nu \operatorname{tg} \nu = Kn \cos^2 \nu \frac{\sin \nu}{\cos \nu} = Kn \cos \nu \sin \nu = \\ = \frac{2Kn \cos \nu \sin \nu}{2} = \frac{Kn \sin 2\nu}{2},$$

звідки

$$h = \frac{1}{2} Kn \sin 2\nu. \quad (4.39)$$

Формулу (4.39) називають *тахеометричною*, в ній перевищення обчислюється через відлік по рейці n , який отримати зручніше, ніж горизонтальне прокладання d . Цю формулу використовують при тахеометричній зйомці, на її основі складені таблиці перевищень, які прискорюють процес обчислення перевищень у польових умовах при відсутності калькуляторів.

Приклад 4.9. Відлік по рейці $n = 1095$ мм, кут нахилу $\nu = +2^\circ 18'$. Обчислити перевищення h .

Розв'язання. За формулою (4.39) одержимо

$$h = 50 \cdot 1095 \sin 4^\circ 36' = 4390 \text{ мм} = +4,39 \text{ м.}$$

Контролюючи з допомогою формули (4.38) одержаний результат, спочатку за формулою (4.37) знайдемо

$$d = 100 \cdot 1095 \cos^2 2^\circ 18' = 109,32 \text{ м,}$$

а потім обчислимо h :

$$h = 109,32 \operatorname{tg} 2^\circ 19' = +4,39 \text{ м.}$$

Інколи середню нитку сітки неможливо нанести на зазначену висоту інструмента на рейці, бо не дозволяє рослинність або інші перешкоди. У такій ситуації середню нитку наводять на ті частини рейки, які можна спостерігати в трубу (рис. 4.32), і знімають відлік n . Зрозуміло, що в цьому випадку необхідно визначити, на яку саме висоту на рейці наводиться середня нитка сітки, тобто зняти також відлік l . Згідно з рис. 4.32,

$$h + l = h' + i,$$

звідки

$$h = h' + i - l,$$

але

$$h' = d \operatorname{tg} \nu = \frac{1}{2} Kn \sin 2\nu, \quad (4.40)$$

отже

$$h = \frac{1}{2} Kn \sin 2\nu + i - l.$$

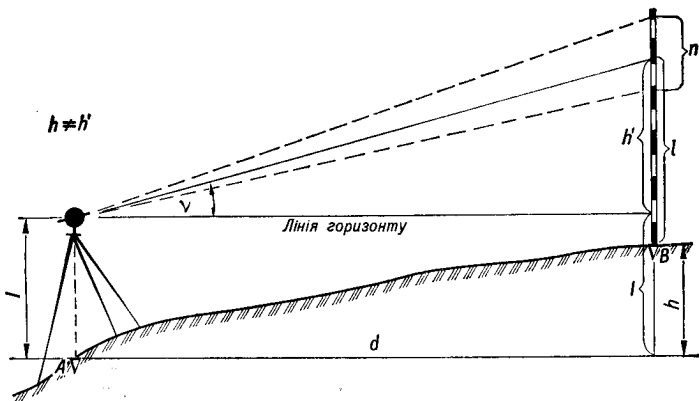


Рис. 4.32. Наведення на відлік l

Зазначимо, що в разі наведення 'середньої нитки на висоту інструмента, тобто при $l = i$, h' буде дорівнювати шуканому перевищенню h .

Приклад 4.10. Вимірюючи перевищення між станцією I і точкою B (рис. 4.33), студенти наводили трубу на позначку висоти інструмента, яка становила 1,45 м. При цьому вони одержали кут нахилу $+6^\circ 27'$ та відлік по рейці між дальномірними рисками сітки ниток 325 мм, а потім обчислили перевищення. Коли викладач хотів перевірити перевищення, пошкоджений самоскид випадково перекрив видимість на позначку висоти інструмента (рис. 4.33).

Для перевірки викладачеві довелося наводити трубу на іншу частину рейки. При цьому він одержав відліки: по одній дальномірній рисці 2663 мм, по другій 2337 мм і виміряв кут нахилу $8^\circ 21'$.

Користуючись результатами перевірки, визначити якість попереднього вимірювання,

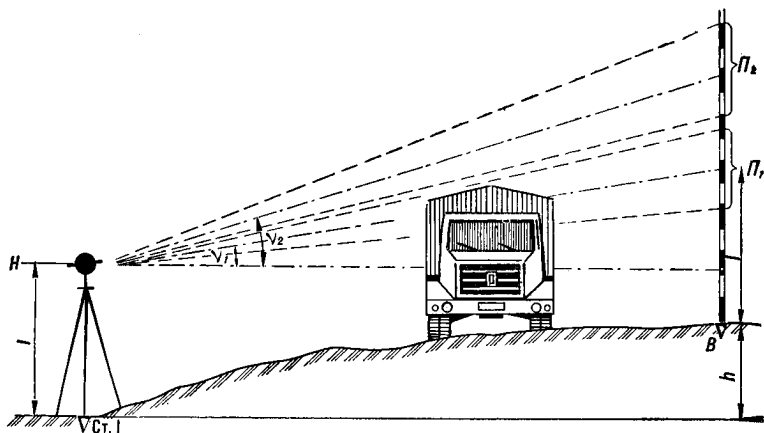


Рис. 4.33. До застосування повної гахеометричної формули

Розв'язання. Спочатку обчислимо перевищення за результатами, одержаними студентами, оскільки вони наводили трубу середньою ниткою сітки на позначку висоти інструмента. Skorистаємось формулою (4.39) і одержимо

$$h = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 325 \sin (2 \cdot 6^{\circ} 27') = \frac{32\,500}{2} \sin 12^{\circ} 54' = 3630 \text{ мм} = 3,63 \text{ м.}$$

У зв'язку з перешкодою викладачеві довелося наводити трубу на іншу частину рейки. За відліками, знятими викладачем по дальномірних рисках сітки, знайдемо середній відлік, що дорівнюватиме висоті наведення середньої горизонтальної нитки на рейку:

$$l = (2663 + 2337)/2 = 2500 \text{ мм.}$$

Далекомірний відлік

$$n = 2663 - 2337 = 326 \text{ мм.}$$

Для цього випадку використаємо формулу (4.40). Підставляючи у неї результати, одержані викладачем, маємо

$$h = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 326 \sin (2 \cdot 8^{\circ} 21') + 1450 - 2500 = \frac{32\,600}{2} \sin 16^{\circ} 42' - 1050 = 3630 \text{ мм} = 3,63 \text{ м.}$$

Робимо висновок: вимірювання, проведені студентами, правильні.

Запитання і завдання для самоперевірки

1. Назвіть типи теодолітів і їх метрологічні характеристики.
2. Намалюйте геометричну схему і назвіть основні частини теодоліта.
3. Поясніть будову зорової труби.
4. Поясніть будову рівнів.
5. Підготуйте теодоліт до роботи
6. Відлікові пристрої, що використовують у теодолітах.
7. Виконайте перевірку рівня при алідаді горизонтального круга.
8. Визначте колімаційну похибку.
9. Визначте нахил горизонтальної осі обертання труби.
10. Перевірте сітку ниток труби.
11. Визначте місце нуля вертикального круга.
12. Виміряйте горизонтальний кут способом прийомів.
13. Виміряйте вертикальний кут.

ГЛАВА 5

НІВЕЛЮВАННЯ

5.1. Види нівелювання

При геодезичному забезпеченні будівельно-монтажного виробництва необхідно визначати перевищення точок земної поверхні, обчислювати їх абсолютні і відносні позначки, переносити у натуру проектні позначки і визначати осідання споруд. Залежно від метода визначення переви-

щення, та приладів, що при цьому використовуються, застосовують різні методи нівелювання.

Геометричне нівелювання виконують горизонтальним променем візування з допомогою нівеліра або теодоліта та рейок з поділками. На середню квадратичну похибку, яка може бути від 0,5 до 10 мм/км, впливає клас нівелювання. Залежно від взаємного розташування нівеліра та рейок геометричне нівелювання здійснюють двома способами: з середини і вперед. Геометричне нівелювання застосовують для створення державної висотної мережі, висотного обґрунтування топографічних зйомок, а також при проектуванні і будівництві інженерних споруд.

Тригонометричне нівелювання застосовується для створення висотної основи і виконання топографічних зйомок та рішення різноманітних інженерних задач. Його виконують похилим променем візування за допомогою теодоліта або кіпрегеля. Середня квадратична похибка визначення перевищень — 10 мм.

Гідростатичне нівелювання засноване на принципі сполучених посудин, в яких рідина завжди займає однакові рівні, і використовується для точної установки будівельних конструкцій в проектні положення, вивірення під час монтажу технологічних ліній значної довжини, вимірення осідання споруд та передачі позначок через водяні перешкоди. Середня квадратична похибка визначення перевищень — 0,1 мм.

Барометричне нівелювання засноване на вимірюванні барометрами-анероїдами в точках спостереження атмосферного тиску, який із збільшенням висоти зменшується. Використовується при розвідках і будівництві лінійних споруд, а також у випадках прискорених методів зйомок. Середня квадратична похибка визначення висот — 300 мм.

Автоматичне нівелювання виконується за допомогою висотомірів-автоматів, що креслять профіль місцевості або вказують позначки лінії профіля. Середня квадратична похибка визначення перевищень — 100 мм/км. Висотоміри-автомати бувають механічні, електромеханічні і електронно-механічні.

5.2. Типи нівелірів і нівелірних рейок, їх особливості

При геометричному нівелюванні перевищення однієї точки місцевості або споруди над другою визначають з допомогою горизонтального променя, який одержують з

Таблиця 5.1. Метрологічні характеристики нівелірів

Основні параметри	З циліндричним рівнем			З компенсатором		
	Н-05	Н-3	Н-10	Н-05К	Н-3К	Н-10К
1		2			3	

Допустима середня квадратична похибка на 1 км подвійного ходу, мм/км	0,5	3	8	0,3	2	5
Збільшення зорової труби, разів	40	30	20	40	30	20
Мінімальна відстань візування, м	4	1,5	1	4	1,5	1
Ціна поділки рівня на 2 мм установочного біля труби	$(5 \pm 1)'$	$(10 \pm 2)'$	$(30 \pm 5)'$	(5 ± 1)	(10 ± 2)	(30 ± 5)
Коефіцієнт далекоміра, %	$(10 \pm 1)''$	$(15 \pm 1,5)''$	$(45 \pm 5)''$	—	—	—
Діапазон роботи компенсатора, мінути	100 ± 1	100 ± 1	100 ± 1	100 ± 1	100 ± 1	100 ± 1
Маса нівеліра, кг	—	—	—	8	15	30
	5	2	1,6	5,8	2,3	2

допомогою нівеліра, і нівелірних рейок, які ставлять у цих точках.

Сучасні нівеліри класифікують за точністю, призначенням, конструктивними особливостями і мірою автоматизації окремих операцій. За точністю нівеліри бувають високоточні, точні і технічні. За способом установлення лінії візування в робоче положення нівеліри ділять на такі, у яких лінію візування установлюють по циліндричному рівню, що наглухо скріплений з зоровою трубою, і нівеліри з компенсаторами з самоустановною лінією візування. Технічні нівеліри обладнують також лімба для вимірювання горизонтальних кутів. Зараз серійно виробляються такі типи нівелірів: Н-05, Н-3, Н-10, Н-05К, Н-3К, Н-10К. Цифра у шифрі нівеліра свідчить про допустиму середню квадратичну похибку (в міліметрах) при нівелюванні на 1 км подвійного ходу. Літера К свідчить про наявність компенсатора, а Л — лімба горизонтального круга.

Основні метрологічні характеристики сучасних нівелірів згідно з ГОСТ 10528—90 наведені в табл. 5.1.

Високоточні нівеліри Н-05 з оптичним мікрометром і нівеліри Н-05К з компенсатором призначені для нівелювання I та II класів. Точні нівеліри Н-3 з циліндричним

рівнем, нівеліри Н-3К з компенсатором використовуються при нівелюванні III та IV класів, інженерних розвідках і інженерно-геодезичному забезпеченні будівництва. Технічні нівеліри Н-10 та Н-10К використовуються при топографічних зйомках, інженерно-геодезичних розвідках і роботах на будівництві споруд.

Фірма «Карл Цейс Іена» випускає нівеліри NI002, NI007, NI025, NI050 і NI030. З зарубіжних нівелірів, призначених для висотних розбивок, зйомки профілей місцевості, нівелювання поверхонь та виконання простих тахеометричних робіт, використовується автоматичний нівелір NI050. Його середня квадратична похибка 5 мм/км, зорова труба збільшує у 18 раз, діапазон роботи компенсатора $\pm 30'$, маса 1 кг.

Сучасні штрихові прецизійні і шашкові дерев'яні нівелірні рейки класифікуються за точністю, конструктивними особливостями і призначенням. За точністю нівелірні рейки бувають високоточні, точні і технічні. За довжиною розрізняють трьох- та чотириметрові рейки, які можуть бути суцільними, складними і розсувними. Поділки нанесені з одного або двох боків. Рейки можуть мати круглий рівень для встановлення їх в прямовисне положення. Сучасні рейки мають шифри РН-05, РН-3 та РН-10 і входять до комплекту нівелірів відповідно Н-05, Н-3 і Н-10. Літери означають: Р — рейка, Н — нівелірна, а цифри 10, 3 і 05 вказують середню квадратичну похибку нівелювання (в міліметрах) на 1 км подвійного ходу.

Основні метрологічні характеристики сучасних нівелірних рейок відповідно до ГОСТ 11158—90 і області їх використання наведені в табл. 5.2.

Рейка РН-05 — одностороння, являє собою цільну раму довжиною 3 або 1,2 м, на яку натягнута інварна стрічка з нанесеними двома шкалами, які зміщені одна відносно другої на 2,5 мм. На основній шкалі підписані півдециметрові поділки від 0 до 60, а на доповнювальній — від 60 до 120. Відлік по прецизійній рейці беруть за допомогою оптичного мікрометра.

Рейка РН-3 — двостороння шашкова, являє собою дерев'яний брусок завширшки 8—10 і завтовшки 2—3 см, на який нанесені шашкові сантиметрові поділки і підписані значення дециметрових поділок. На одному боці нанесені чорні і білі поділки (чорний бік), а на другому — червоні і білі (червоний бік). На обох боках рейки поділки виконані через 10 мм. По чорному боці поділки йдуть від нуля до 3 м. Нуль рейки суміщують з пятою рейки, тобто

Таблиця 5.2. Метрологічні характеристики і область використання нівелірних рейок

Шифр рейки	Назва рейки	Довжина рейки, мм	Похибка нівелювання, мм/км	Область використання
РН-05	Рейка нівелірна одностороння, штрихова, прецизійна	3000; 1200	0,5	Нівелювання I та II класів, геодезичні полігони
РН-3	Рейка нівелірна двостороння шашкова	3000; 1500	3	Нівелювання III та IV класів, інженерно-геодезичні розвідки
РН-10	Теж саме	4000	10	Технічне нівелювання

з нижнім кінцем, що оббитий залізною скобою. По червоному боці початковий відлік починається з числа 4787 або 4687. Різниця відліків по різних боках рейки повинна бути сталою. Дециметрові підписи можуть бути прямими і оберненими.

Рейка РН-10 — двостороння шашкова, має конструкцію, аналогічну до рейки РН-3, і, як правило, виготовлюється складаною, довжиною 4 м.

За результатами аналізу типів нівелірів і нівелірних рейок, їх метрологічних характеристик і областей використання вибирають нівелір і нівелірну рейку для інженерно-геодезичного забезпечення конкретного будівельно-монтажного виробництва або виконання розвідок.

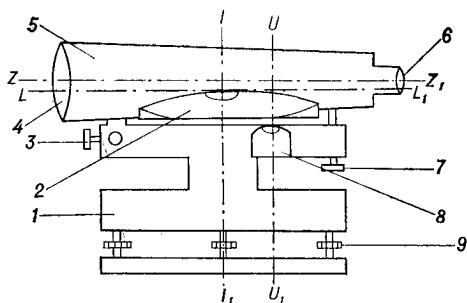
5.3. Будова нівелірів

Загальні відомості про будову нівелірів

Кожний тип нівеліра має свої конструктивні особливості. Але, належачи до одного класу геодезичних приладів, всі вони мають спільні основні частини: зорову трубу, рівні і установлювальні пристрої. Обов'язковим є однакове взаємне розміщення осей.

Нівелір з циліндричним рівнем (рис. 5.1) складається з підставки 1, зорової труби 5 з об'єктивом 4, окуляра 6 та фокусуючої призми, що переміщується з допомогою ручки, циліндричного 2 та круглого 8 рівнів, піднімального 9, затискного 3, мікрометричного та елеваційного 7 гвинтів. Зображення кінців бульбашки циліндричного рівня системою призм передається у зорову трубу.

Рис. 5.1. Принципіальна геометрична схема нівеліра з циліндричним рівнем:
 1 — підставка; 2 — циліндричний рівень; 3 — затискний гвинт; 4 — об'єктив; 5 — зорова труба; 6 — окуляр; 7 — елеваційний гвинт; 8 — круглий рівень; 9 — піднімальні гвинти



Принципіальна схема нівеліра з циліндричним рівнем повинна забезпечувати виконання основних геометричних умов: вісь візування ZZ_1 і вісь циліндричного рівня LL_1 повинні бути паралельні, вісь круглого рівня UU_1 повинна бути паралельна осі обертання (основній осі нівеліра) II_1 , вісь візування ZZ_1 повинна бути перпендикулярна до основної осі II_1 нівеліра.

При визначенні перевищень найбільше значення має виконання геометричних умов. Це зумовлено їх значною мінливістю в період роботи і транспортування.

У інженерно-геодезичних роботах широко використовуються нівеліри, у яких лінія візування автоматично встановлюється в горизонтальне положення. Це досягається використанням компенсаторів, які забезпечують горизонтальне положення променя візування.

Компенсація кута нахилу осі візування здійснюється компенсатором з підвішеною сіткою ниток, який повертає промінь візування, спрямовуючи його в центр ниток сітки або компенсатором з паралельним переносом променя візування на його початковий напрям у центр ниток сітки.

Коефіцієнт компенсації

$$K = f/S, \quad (5.1)$$

де f — фокусна відстань зорової труби, мм; S — відстань від точки попадання променя візування на дзеркало або призму компенсатора до центру ниток сітки, мм.

Необхідне значення коефіцієнта компенсації досягається механічними, оптичними або оптико-механічними засобами.

Оптична схема нівеліра Н-10КЛ (рис.5.2) включає об'єктив 1, пентапризму 2, призму-компенсатор 3, пентапризму 4, сітку ниток 5 та окуляр 6.

Нівелір Н-3К має призмений компенсатор оптико-механічного типу, що забезпечує автоматичне встановлення

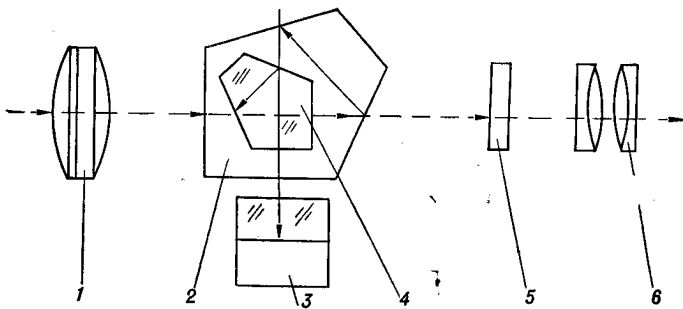


Рис. 5.2. Оптична схема нівеліра Н-10 КЛ:

1 — об'єктив; 2, 4 — пентапризми; 3 — призма-компенсатор; 5 — сітка ниток; 6 — окуляр

лінії візування у горизонтальне положення при кутах нахилу осі візування до $15'$. Попередньо вісь обертання нівеліра встановлюють в прямовисне положення за допомогою круглого рівня. Компенсатор складається із рухомої призми, яку підвішено на чотирьох схрещених нитках, та нерухомої. Відбивні боки обох призм розміщені під кутом 45° до променя візування, що проходить через центр об'єктива.

Для нівелірів з компенсаторами повинна виконуватись основна умова: лінія візування буде горизонтальною, якщо нахил зорової труби інструмента не більше, ніж допустимий кут компенсації.

Будова нівеліра Н-3

Нівелір Н-3 — точний, з циліндричним рівнем біля зорової труби і елевацийним гвинтом. Він призначений для геометричного нівелювання III класу з середньою квадратичною похибкою 3 мм/км . Загальний вигляд нівеліра

Н-3 показано на рис. 5.3. Нівелір складається з верхньої і нижньої частини. Верхня частина включає зорову трубу 5 з циліндричним рівнем, навідний 9,

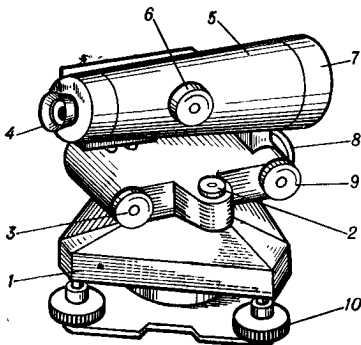


Рис. 5.3. Загальний вигляд нівеліра Н-3:

1 — підставка-триніжок; 2 — круглий рівень; 3 — елевацийний гвинт; 4 — окуляр; 5 — зорова труба; 6 — фокусна ручка; 7 — об'єктив; 8 — затискний гвинт; 9 — навідний гвинт; 10 — піднімальні гвинти

затискний 8 та елеваційний 3 гвинти і круглий рівень 2. Нижня частина виконана у вигляді підставки-триніжки з трьома піднімальними гвинтами 10 та пружинячою пластиною.

У корпус зорової труби встановлено об'єктив 7, окуляр 4 та сітку ниток з частиною призменого пристрою циліндричного рівня. З лівого боку труби розміщений циліндричний рівень і призмений пристрій, що передає зображення кінців бульбашки в поле зору труби. Чітке зображення відліків по рейці отримують поворотом фокусної ручки 6. У корпусі зорової труби з боку окуляра є чотири виправних гвинта циліндричного рівня. Виправні гвинти закриті кришкою.

Вертикальну вісь приладу в прямовисне положення виводять круглим рівнем 2, що має три виправних гвинта, за допомогою трьох піднімальних гвинтів триніжника. Для надання осі візування зорової труби горизонтального положення використовують циліндричний рівень. Вісь візування займає горизонтальне положення, якщо відображення кінців бульбашки циліндричного рівня за допомогою елеваційного гвинта 3 суміститься в полі зору труби (рис. 5.4). В полі зору труби (рис. 5.4) одночасно видно бульбашку рівня 1, нівелірну рейку 2, сітку ниток 3. Відлік по рейці дорівнює 1350.

Для грубого наведення приладу на рейку на корпусі зорової труби є пристрій для візування (мушка). Точне наведення на рейку виконують гвинтом 9 при закріпленому гвинті 8.

У комплекс нівеліра Н-3 входить також штатив з становим гвинтом, футляр, запасний інструмент і приладдя.

5.4. Підготовка нівелірів і нівелірних рейок до роботи

Нівеліри повинні задовольняти необхідним оптико-механічним і геометричним умовам. Нівеліри характеризуються комплексом метрологічних характеристик і підлягають перевірці і метрологічній атестації. Зміст перевірочних робіт для нівелірів при метрологічному контролі і способи, які при цьому застосовуються:

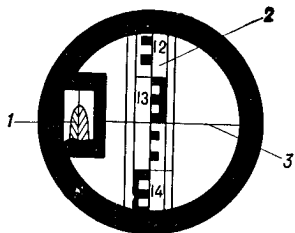


Рис. 5.4. Поле зору труби нівеліра Н-3:

1 — бульбашка рівня; 2 — нівелірна рейка; 3 — сітка ниток

Перевірка зовнішнього технічного стану і комплектності
Оцінка працездатності
Перевірка головної геометричної умови
Перевірка роботи компенсатора
Визначення середньої квадратичної похибки перевищення на станції
Те саме, на 1 км ходу

Візуальний огляд
Випробовування

Польовий базис
Автоколіматор

Польовий висотний полігон
Висотний полігон

Зовнішній стан нівеліра перевіряють візуальним оглядом. При цьому виявляють пошкодження оптичних і механічних частин нівеліра. Перевіряють установку рівней і регулювальних пристроїв. Зображення у зоровій трубі повинне бути чітким і нездеформованим, освітленість поля зору — рівномірною; не допускається перекошення зображення. Перевіряють правильність і зручність укладання нівеліра в ящик, замки і пристосування для перенесення. Комплектність нівеліра контролюють згідно із списком, наведеним у паспорті нівеліра. Роботоздатність рухомих частин перевіряють випробовуванням. При цьому виявляють і усувають в рухомих частинах люфти, неплавність ходу і помітні деформації. Перевіряють роботоздатність мікрометричного гвинта труби, елеваційного гвинта і пристрою для фокусування. Перевіряють регулювальні пристрої.

Особливу увагу при оцінці роботоздатності нівеліра звертають на такі умови: забезпечення плавного ходу піднімальних і мікрометричних гвинтів, легкого і плавного обертання нівеліра навколо осі, стійкого положення нівеліра на штативі. Хід піднімальних гвинтів регулюють з допомогою регулювальних гайок зі спеціальними отворами під шпильки. Якщо хід піднімальних гвинтів дуже тугий або вільний, їх викручують доти, поки не стане видно отвори регулювальних гайок. В ці отвори вставляють шпильки і крутять гайки в ту чи іншу сторону, добиваючись плавного ходу гвинтів.

Становий гвинт під час регулювання ходу піднімальних гвинтів не повинен бути занадто туго затягнутим. При занадто тугому або вільному ході навідного або елеваційного гвинтів у отвір, що знаходиться на регулювальній гайці, вставляють шпильку і обертанням цієї гайки досягають потрібного ходу гвинтів. При тугому обертанні труби на вертикальній осі її необхідно змастити наново.

При огляді штатива звертають увагу на жорсткість скріплення його окремих частин. Ніжки штатива повинні порівняно туго обертатися в шарнірному з'єднанні з головною частиною.

Остаточний висновок про придатність нівеліра для виконання робіт потрібної точності роблять після виконання перевірок і відповідних їм регулювань.

Нівелірні рейки характеризуються комплексом метрологічних характеристик і підлягають перевірці. Зміст перевірочних робіт і способи перевірок нівелірних рейок:

Перевірка зовнішнього вигляду і технічного стану

Візуальний огляд, випробування

Перевірка суміщення нульового відліка основної шкали рейки з п'яткою

Штрихова міра довжини II типу з ціною поділки 0,2 мм

Визначення відліка, що відповідає п'ятці рейки по доповнювальній шкалі

Те саме

Перевірка довжини будь-якого найменшого інтервалу шкалу рейки

Визначення довжини метрових інтервалів і середньої довжини метра пари рейок

При випробовуваннях визначають надійність кріплення на корпусі рівня, ручок, металевої скоби п'ятки; робоздатність фіксатора, що утримує складану рейку в робочому положенні; робоздатність замків і засувок, що скріплюють частини складаної рейки в складеному положенні; прилягання частин складаної рейки в робочому і складеному положенні.

Установка нівеліра в робоче положення включає фокусування зорової труби, приведення осі обертання нівеліра в прямовисне положення і горизонтування зорової труби.

Штатив нівеліра установлюють таким чином, щоб відстань між ніжками була не менше половини довжини ніжок. Кінці ніжок втискають в ґрунт і підтягують ослаблені гвинти, що скріплюють рухомі частини штатива. Нівелір ставлять на штативі так, щоб наконечники піднімальних гвинтів зайшли в пази головки штатива, а становий гвинт рівномірно закручують, щоб не утруднювати хід піднімальних гвинтів.

Фокусування зорової труби — це отримання в полі зору труби чіткого зображення відліків по нівелірній рейці. Чітке зображення нівелірної рейки отримують обертанням ручки фокусування. Для отримання чіткого зображення сітки ниток наводять зорову трубу на освітлений предмет. Обертанням окулярної трубочки добиваються чіткого зображення сітки ниток.

Вісь обертання нівеліра повинна займати прямовисне положення при розміщенні бульбашки круглого рівня в

нуль-пункті. З цією метою обертають піднімальні гвинти в різні боки і досягають переміщення бульбашки круглого рівня в нуль-пункт.

Нівелір вважається відгоризонтованим, якщо відображення кінців бульбашки циліндричного рівня суміщуються в полі зору труби (рис. 5.4). Відображення кінців бульбашки циліндричного рівня суміщають за допомогою елевацийного гвинта.

Для грубого наведення нівеліра на рейку на корпусі зорової труби є мушка. Точне наведення на рейку виконують навідним гвинтом при зажатому закріплювальному гвинті.

5.5. Перевірки і юстировки нівелірів

Перевірки і юстировки нівелірів виконують при температурі $+20 \pm 5$ °С. При перевірці виконання основних геометричних умов, що характеризують принципову геометричну схему нівеліра, контролюється залежно від конструктивних особливостей нівеліра.

Перевірки і юстировки нівеліра з циліндричним рівнем Н-3

Перевірка круглого рівня. Вісь круглого рівня (рис. 5.1) повинна бути паралельною основній осі нівеліра II_1 .

Для перевірки цієї умови встановлюють круглий рівень у напрямку двох піднімальних гвинтів (рис. 5.5). Обертанням трьох гвинтів *1* в протилежних напрямках бульбашку *2* виводять в нуль-пункт. Якщо після повертання верхньої частини нівеліра на 180° бульбашка залишається в нуль-

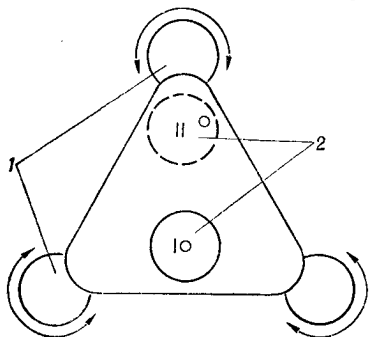


Рис. 5.5. Перевірка круглого рівня: *1* — піднімальні гвинти; *2* — бульбашка рівня

пункті — умову виконано. Якщо ж ні, то виправними гвинтами рівня зміщують бульбашку в нуль-пункт на половину її відхилення. На частину відхилення, що залишилася, бульбашку рівня зміщують піднімальними гвинтами. Для контролю перевірку повторюють і виконують доти, доки не буде виконана умова.

Перевірка правильності установки сітки ниток.

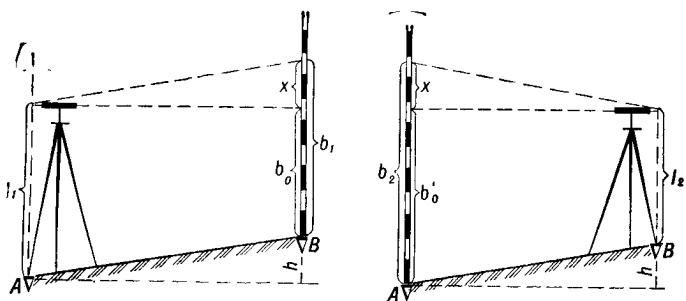


Рис. 5.6. Перевірка головної геометричної умови нівелірів з циліндричним рівнем

Вертикальна нитка сітки повинна бути паралельною основній осі нівеліра II_1 .

При робочому положенні нівеліра зорову трубу наводять на віддалену на 5—10 м рейку так, щоб її зображення було біля краю поля зору, і роблять відлік. Навідним гвинтом поволі повертають трубу, щоб зображення рейки перемістилося до другого краю поля зору. Якщо після цього відлік не зміниться, умову виконано.

Перевірку можна виконати також з допомогою важкого виска, підвішеного на відстані 25—30 м від нівеліра. Якщо після наведення на шнурок виска вертикальна нитка сітки співпаде з ним, то умову виконано. У противному разі виконують юстировку.

Для виконання юстировки знімають кришку сітки ниток, що прикриває юстировочні гвинти на окулярній частині зорової труби. Ослаблюють гвинти, що скріплюють окулярну частину труби з об'єктивною, і повертають сітку ниток до досягнення умов перевірки. Після закінчення перевірки закріплюють юстировочні гвинти і ставлять кришку на місце.

Перевірка головної геометричної умови. Візирна вісь труби ZZ_1 (рис. 5.1) повинна бути паралельною осі циліндричного рівня LL_1 . Основну геометричну умову перевіряють нівелюванням однієї лінії довжиною 50—70 м способами «з середини» або «вперед» (рис. 5.6).

На рівній місцевості вибирають і закріплюють кілочками дві точки A та B на відстані 50—70 м одна від одної. При перевірці способом «вперед» установлюють над точкою A нівелір так, щоб окуляр зорової труби нівеліра знаходився на відстані не більше 3—5 см від рейки, що розміщена на точці A (рис. 5.6, а). З допомогою круглого рівня вісь обертання нівеліра піднімальними гвинтами виво-

Таблиця 5.3. Перевірка головної геометричної умови нівеліра Н-3

№ прийому	У прямому напрямі, мм		У зворотньому напрямі, мм		Похибка x , мм	Примітка
	i_1	b_1	i_2	b_2		
1	1341	1192	1438	1612	12	Умову не виконано. Необхідно зробити юстировку
2	1373	1213	1419	1583	2	Умову виконано

дять в прямовисне положення. З допомогою сталльної рулетки або рейки вимірюють висоту нівеліра i_1 з точністю до 2 мм. Візують зорову трубу на рейку, яку установлюють у точці B . З допомогою елеваційного гвинта суміщують кінці бульбашки циліндричного рівня і беруть відлік b_1 .

Перевищення між точками A та B , мм, обчислюють за формулою

$$|h| = i_1 - b_0 = i_1 - b_1 + x, \quad (5.1)$$

де x — похибка відліка b_0 , обумовлена невиконанням головної геометричної умови, мм.

Переставляють місцями нівелір і рейку (рис. 5.6, б). Вимірюють висоту нівеліра i_2 в точці B . Візують зорову трубу на рейку, що установлена у точці A . З допомогою елеваційного гвинта суміщують кінці бульбашки циліндричного рівня і беруть відлік b_2 .

Повторно обчислюють перевищення між точками A та B , мм,

$$|h| = b'_0 - i_2 = b_2 - i_2 - x. \quad (5.2)$$

Якщо головна геометрична умова виконується, то значення перевищень, що обчислені за формулами (5.1) та (5.2), повинні бути однакові.

При розбіжності між перевищеннями обчислюють похибку, мм,

$$x = 0,5(b_1 + b_2) - 0,5(i_1 + i_2). \quad (5.3)$$

Якщо похибка $x \leq 4$ мм, то виконують юстировку у такій послідовності. Обчислюють правильний відлік на рейці b_0 , мм, за формулою

$$b_0 = b_2 - x. \quad (5.4)$$

Наводять середню нитку сітки елеваційним гвинтом на відлік на рейці b_0 . При цьому бульбашка циліндричного рівня зійде з нуля-пункта. Відводять у бік захисну кришку виправних гвинтів циліндричного рівня. Відкручують

горизонтальні юстировочні гвинти, а вертикальними гвинтами суміщують кінці бульбашки рівня. Для контролю перевірку повторюють. Результати перевірки головної геометричної умови представлені у табл. 5.3.

Перевірка і юстировка нівеліра з компенсатором Н-3К

Перевірки установочного рівня і положення сітки ниток нівелірів з компенсаторами виконують так, як і нівелірів з циліндричним рівнем. Після виконання відповідних юстировок перевіряють міру компенсації кутів нахилу осі нівеліра і головну геометричну умову.

Перевірка міри компенсації кутів нахилу осі нівеліра. Компенсація кутів нахилу осі нівеліра повинна бути повною.

Для визначення похибки недокомпенсації встановлюють нівелір посередині створу між рейками, що розміщені на відстані 100 м одна від одної. Визначають перевищення, мм, п'ятьма прийомами при положеннях бульбашки круглого рівня, показаних на рис. 5.7:

$$h_i = a_i - b_i, \quad (5.5)$$

де a_i, b_i — відліки відповідно по задній та передній рейках, мм.

Обчислюють середнє значення перевищення, мм, одержане при положеннях бульбашки рівня 2—5 (рис. 5.7),

$$h_c = \Sigma h_i / 4. \quad (5.6)$$

Знаходять різницю між середнім значенням перевищення і середнім перевищенням h_1 , мм, одержаним при положенні бульбашки рівня 1 (рис. 5.7),

$$h_c - h_1 = f. \quad (5.7)$$

Якщо різниця $f > 5$ мм, то юстировку нівеліра виконують в оптичній майстерні.

Перевірка головної геометричної умови. Лінія візування повинна бути горизонтальною при нахилах осі приладу до величини допустимого кута компенсації.

На місцевості в точках A і B , розташованих на відстані $(100 \pm 0,2)$ м, забивають два кілки, на які встановлюють рейки (рис. 5.8). У точці D на середині між рейками ($d_1 =$

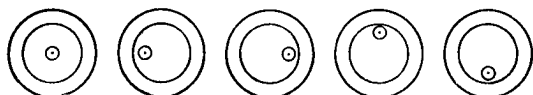


Рис. 5.7. Положення бульбашки круглого рівня при визначенні похибки компенсації

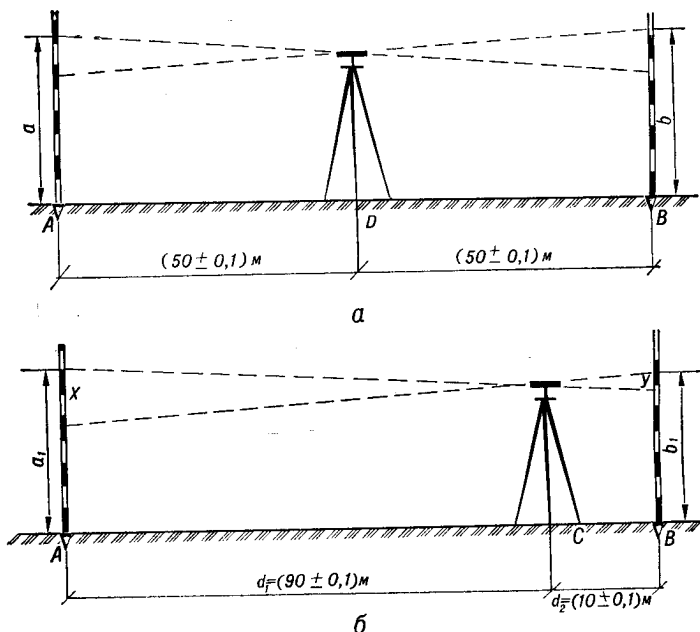


Рис. 5.8. Перевірка головної геометричної умови нівелірів з компенсатором

$= (50 \pm 0,1)$ м установлюють нівелір і приводять його у робоче положення. Більше трьох разів, міняючи висоту інструмента, визначають перевищення між точками h_i . Середнє значення перевищення, мм, буде позбавлене інструментальних похибок:

$$h_c = \Sigma h_i / n. \quad (5.8)$$

Потім нівелір переносять в точку C , що розміщена на відстані $d_2 = (10 \pm 0,1)$ м від точки B , і визначають перевищення, мм,

$$h_1 = a_1 - b_1. \quad (5.9)$$

Якщо перевищення h_1 , визначене з точки C , буде відрізнятися більше ніж на 2 мм від перевищення h_c , визначеного з точки D , тобто $f = (h_c - h_1) > 2$ мм, то необхідно виконати юстировку. З цією метою обчислюють поправки за формулами

$$x = f d_1 / (d_1 - d_2); \quad (5.10)$$

$$y = f d_2 / (d_1 - d_2), \quad (5.11)$$

де x, y — поправки відповідно на дальню і ближню рейки,

мм; d_1, d_2 — відстань від нівеліра відповідно до дальньої і ближньої рейок, м.

Для приведення ліній візування в горизонтальне положення знімають ковпачок, що прикриває виправні гвинти сітки ниток. Наводять нівелір на дальню рейку і виправними гвинтами сітки ниток наводять горизонтальну нитку сітки на виправлений відлік. Для контролю перевірку повторюють.

Визначення коефіцієнта далекоміра. Коефіцієнт далекоміра обчислюють за результатами вимірювань далекоміром нівеліра базису довжиною 50 м. Довжину базису попередньо вимірюють стрічкою або рулеткою з точністю 0,1 м. Над однією з точок базису центрують нівелір за допомогою виска з похибкою не більше ± 1 см. Приводять нівелір в робоче положення і наводять зорову трубу на нівелірну рейку, яку встановлено на другій точці базису. Беруть відліки по верхній «в» і нижній «н» нитках сітки далекоміра. Вимірювання виконують не менше трьох разів, кожний раз міняючи горизонт інструмента. Коефіцієнт далекоміра обчислюють за формулою

$$K = S / (n - v)_c, \quad (5.12)$$

де S — довжина базиса, мм; $(n - v)_c$ — середнє значення різниць відліків по нижній і верхній ниткам сітки, мм.

Обчислення середньої квадратичної похибки перевищення. Середню квадратичну похибку обчислення перевищення на станції знаходять із відліків двох шкал рейок, що встановлені на відстані від нівеліра до рейок 100 м. Рейки повинні закріплюватися в спеціальних пристроях, що забезпечують їх стале вертикальне положення. Точки установки рейок закріплюють на місцевості кілками з вбитими в них цвяхами.

Вимірювання роблять в пасмурну погоду, виконуючи такі умови: висота променя візування над землею не менше 0,5 м; відхилення відстаней до рейок не більше 2 м; нахил горизонтальної нитки сітки не більше $10'$; середня квадратична похибка еталонного значення перевищення не більше 0,5 мм. Кількість вимірювань повинна включати не менше 10 серій. Кожна серія повинна мати 10 незалежних обчислень перевищень між точками установки рейок. При переході від одного вимірювання до іншого необхідно міняти горизонт нівеліра.

Середню квадратичну похибку $m_{ст}$, мм, визначення перевищення на станції обчислюють за формулою

$$m_{ст} = \sqrt{(m_1^2 + m_2^2 + \dots + m_g^2) / g}, \quad (5.13)$$

де g — кількість серій; m_g — середня квадратична похибка перевищення станції для $(g - i)$ -ї серії відліків, мм.

Значення похибки m_g обчислюють за формулою

$$m_g = \sqrt{\Sigma \Delta h^2 / 10}, \quad (5.14)$$

де Δh — відхилення виміряного перевищення від його еталонного значення.

Допускається значення похибки, мм, обчислювати за формулою

$$m_g = \sqrt{\Sigma \delta h^2 / g}, \quad (5.15)$$

де δh — відхилення виміряного перевищення від його середнього значення для даної серії відліків.

Середня квадратична похибка обчислення перевищення на 1 км подвійного ходу, мм/км,

$$m = m_{\text{ст}} \sqrt{n/2}, \quad (5.16)$$

де n — кількість станцій на 1 км ходу, $n = 1000/2S$, $S = 100$ м.

5.6. Перевірки нівелірних рейок

1. Вісь круглого рівня повинна бути паралельна осі рейки. На відстані 40—50 м від нівеліра, приведенного в робоче положення, ставлять рейку на тверду основу. З допомогою нівеліра рейку встановлюють так, щоб одне ребро її було паралельне вертикальній нитці сітки зорової труби. Якщо при цьому бульбашка рівня залишиться у нуль-пункті, то умову виконано. Якщо бульбашка рівня зійде з середини вліво або вправо, то виправними гвинтами її повертають у нуль-пункт. Рейку повертають на 90° і повторюють вказані дії.

2. Помилки в дециметрових поділках не повинні перевищувати для рейок третього класу $\pm 0,5$ мм, четвертого класу — $\pm 0,7$ м, технічних — $\pm 1,0$ мм. Умову перевіряють, компаруючи рейку нормальним штриховим метром або контрольною лінійкою з міліметровими поділками з урахуванням температури. Контрольні проміри виконують у прямому і зворотному напрямках.

5.7. Визначення перевищень при геометричному нівелюванні

Порядок роботи з нівеліром на станції залежить від способу визначення перевищень, класу нівелювання і способу контролю відліків по рейці. При виборі способу гео-

метричного нівелювання виникають проблемні ситуації, рішення яких залежить від потрібної точності, умов вимірювання і видів геодезичних робіт по забезпеченню будівельно-монтажного виробництва.

Технічне нівелювання способом із середини нівеліром Н-3

Після виконання перевірок і юстировок нівелір встановлюють на однакових відстанях від рейок і приводять в робоче положення (рис. 5.9). З цією метою вісь нівеліра приводять в прямовисне положення і фокусуванням зорової труби отримують чітке зображення рейок. Зорову трубу наводять на чорний бік задньої рейки. З допомогою елеваційного гвинта суміщують кінці контактного циліндричного рівня. Після заспокоєння бульбашки рівня роблять відлік $a_{\text{чор}}$. Потім наводять трубу на чорний бік передньої рейки. При необхідності елеваційним гвинтом виправляють положення бульбашки циліндричного рівня і роблять відлік $b_{\text{чор}}$. Перевертають рейку червоним боком до нівеліра і роблять відлік по червоному боці передньої рейки $b_{\text{чер}}$. Перевертають зорову трубу на задню рейку і роблять відлік по червоному боку рейки $a_{\text{чер}}$.

Виконують контроль відліків. З цією метою, не знімаючи прилад, обчислюють перевищення між точками відповідно по чорному і червоному боках рейки, мм,

$$h_{\text{чор}} = a_{\text{чор}} - b_{\text{чор}}; \quad (5.17)$$

$$h_{\text{чер}} = a_{\text{чер}} - b_{\text{чер}}. \quad (5.18)$$

При цьому повинна виконуватися умова $(h_{\text{чор}} - h_{\text{чер}}) \leq \leq \pm 5$ мм. Якщо умову виконано, обчислюють середнє перевищення між точками, мм,

$$h_c = 0,5 (h_{\text{чор}} + h_{\text{чер}}). \quad (5.19)$$

Якщо відома висота точки H_A , обчислюють висоту точки B , м,

$$H_B = H_A + h_c. \quad (5.20)$$

Якщо різниця перевищень більше 5 мм, то знову беруть відліки по червоному і чорному боках рейок, що установлені на передній і задній точках. Результати нівелювання записують у журнал (табл. 5.6). При наявності

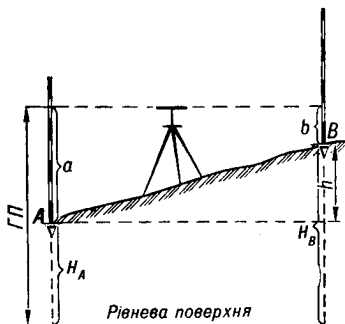


Рис. 5.9. Геометричне нівелювання способом із середини

Таблиця 5.6. Журнал технічного нівелювання

№ станції	№ точки	Відліки на рейках, мм			Перевищення, мм		Середнє перевищення, мм	
		задній	передній	проміжний	+	-	+	-
1	0	1984			975			
		6767					974	
2	1		1009		972			
			5795					
3	1	1438				537		
		6226						535
	+84			2534		533		
	2		1975					
			6759					
3	1	1947			1028			
		6736					1029	
	2		0919		1030			
			5706					

Контроль: $\Sigma a_{\text{чор}} = 5369$ мм; $\Sigma b_{\text{чор}} = 3903$ мм; $\Sigma a_{\text{чер}} = 19\ 729$ мм; $\Sigma b_{\text{чер}} = 14\ 357$ мм;
 $\Sigma a_{\text{чор}} - \Sigma a_{\text{чер}} = -14360$ мм; $\Sigma b_{\text{чор}} - \Sigma b_{\text{чер}} = -14\ 357$ мм; $\Sigma a_{\text{чор}} - \Sigma b_{\text{чор}} = +1466$ мм;
 $\Sigma a_{\text{чер}} - \Sigma b_{\text{чер}} = +1469$ мм

, +2003 -535

$\Sigma h_c = +1468$

проміжних точок на них установлюють задню рейку і беруть відлік тільки по чорному боці рейки.

При роботі з односторонніми нівелірними рейками для контролю відліків по рейках міняють горизонт приладу. У цьому випадку перевищення на станції отримують двічі. Перед повторним визначенням перевищення міняють висоту нівеліра не менше ніж на 10 см.

Для отримання відліків по рейках, що не мають круглого рівня, їх необхідно під час відліку покачувати у площині візування симетрично відносно вертикального положення. Найменший відлік відповідає перпендикулярному положенню рейки до лінії візування. При відліку менше 1000 мм рейку не покачують.

Технічне нівелювання способом вперед нівеліром Н-3

При нівелюванні вперед нівелір установлюють над точкою А, а рейку над точкою В (рис. 5.10). Окуляр нівеліра повинен проектуватися на точку А. Вимірявши висоту

Рис. 5.10. Геометричне нівелювання способом вперед

прилада I за допомогою нівелірної рейки або рулетки, візують зорову трубу на рейку. Елеваційним гвинтом суміщують кінці бульбашки циліндричного рівня I , беруть відлік на рейці b .

Обчислюють перевищення між точками, мм,

$$h = I - b. \quad (5.21)$$

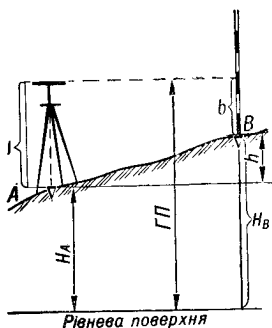
За відомою висотою точки A обчислюють висоту точки B , м,

$$H_B = H_A + h. \quad (5.22)$$

Висоту точки B можна також обчислити через горизонт приладу, м,

$$\Gamma\Pi = H_A + I; \quad (5.23)$$

$$H_B = \Gamma\Pi - b. \quad (5.24)$$



Запитання і завдання для самоперевірки

1. Види нівелювання.
2. Види нівелірів і їх метрологічні характеристики.
3. З яких основних частин складається нівелір Н-3?
4. Особливості конструкції нівелірів з компенсаторами.
5. Типи, основні частини і метрологічні характеристики нівелірних рейок.
6. Склад і послідовність операцій під час підготовки нівеліра до роботи.
7. Основні умови роботи, які повинні виконуватися для нівелірів з циліндричним рівнем і нівелірів з компенсаторами.
8. Правила роботи з нівелірами Н-3 і Н-3К.
9. Порядок роботи на станції при визначенні перевищень способами з середини і вперед.
10. Вивчіть конструкції нівелірів Н-3 та Н-3К.
11. Виконайте перевірки і юстировки нівелірів Н-3 та Н-3К.
12. Визначте перевищення способами з середини і вперед.

ОБЧИСЛЕННЯ КООРДИНАТ ТОЧОК ЗЙОМОЧНОГО ОБГРУНТУВАННЯ І СКЛАДАННЯ ТОПОГРАФІЧНОГО ПЛАНУ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА

6.1. Польові роботи при прокладанні теодолітних ходів

Планове зйомочне обгрунтування виконується в вигляді замкнених або розімкнених теодолітних ходів. Перед початком польових робіт проектують теодолітні ходи на великомасштабних картах. При цьому враховують положення «Инструкции по топографическим съёмкам» [5]. Теодолітні ходи прокладають вздовж доріг, проїздів або приблизно по осі майбутньої лінійної споруди. Довжина сторін у теодолітних ходах не повинна бути більше 350 м та менше 20 м на забудованих територіях і менше 40 м на незабудованих територіях. По можливості довжини сторін повинні бути однаковими. Максимальна довжина теодолітних ходів на забудованій території не повинна перевищувати 2 км для масштабу зйомки 1 : 2000, 1,2 км — для масштабу 1 : 1000 та 0,8 км — для масштабу 1 : 500.

Під час рекогносцировки уточнюють положення вершин теодолітних ходів. Із кожної вершини повинна бути добра видимість попередньої і наступної точок і нормальні умови для лінійних вимірювань. Крім того, потрібні нормальні умови для установа теодоліта і відкритий кругозір для виконання зйомки. Пункти теодолітного ходу закріплюють дерев'яними кілками.

Кілок не повинен виступати над поверхнею землі більше ніж на 5 см. Встановлений знак обкопують канавою у вигляді трикутника або круга. Після закріплення точок на місцевості складають остаточну схему теодолітних ходів, після чого починають виконувати лінійні і кутові вимірювання.

Довжину сторін теодолітних ходів вимірюють в прямому і зворотному напрямках стальними 20-метровими стрічками, рулетками та іншими інструментами, що забезпечують необхідну точність вимірювань. Відносна похибка лінії, що виміряна в прямому і зворотньому напрямках,

$$1/N = (S_{\text{пр}} - S_{\text{зр}})/S, \quad (6.1)$$

де $1/N$ — відносна похибка, яка не повинна перевищувати допустимої; $S_{пр}$, $S_{зв}$ — виміряні відстані в прямому і зворотному напрямках, м; S — середнє значення вимірів.

Кути у теодолітних ходах вимірюють теодолітами з точністю не менше $30''$ одним прийомом з перестановкою лімба між прийомами на кут приблизно 90° . При вимірюванні кутів теодолітом з одностороннім відліком по колу (Т5, Т5К, 2Т5К) достатньо здійснювати переведення зорової труби через зеніт між півприйомами з наступною перестановкою лімба на $1-2^\circ$. Різниця виміряних кутів у двох півприйомах не повинна перевищувати $45''$. Центрування теодоліта виконують з допомогою оптичного центрира або виска з точністю до 3 мм.

Одночасно з вимірюванням горизонтальних кутів вимірюють одним прийомом вертикальні кути і вносять поправки за приведення довжин ліній до горизонту при кутах нахилу більше $1^\circ, 5$. Якщо на вимірюваній лінії декілька точок перегину, то при вимірюванні її стрічкою, рулеткою або далекоміром по частинам, кути нахилу вимірюють на кожній ділянці, що обмежена точками перегину.

Особливу увагу звертають на прив'язку теодолітного ходу до пунктів існуючої геодезичної мережі зйомочного обґрунтування. Під час прив'язки теодолітних ходів вимірюють два кути, що примикають, сума яких не повинна відрізнятись від значення, одержаного за початковими даними, більше ніж на $1'$.

6.2. Обробка польових матеріалів

Під час прокладання теодолітних ходів на місцевості у результаті польових вимірювань отримують відстані між точками планово-висотного обґрунтування і відліки по горизонтальним кругам теодоліта. Обробка польових матеріалів включає обчислення виміряних правих по ходу кутів і горизонтальних довжин сторін теодолітного ходу. Вихідні дані для обробки польових матеріалів розміщені у журналі вимірювання кутів і відстаней (табл. 6.1 та 6.2) та на схемі теодолітних ходів (рис. 6.1).

Виміряний за двома положеннями вертикального круга кут

$$\beta_B = a_{n-1} - a_{n+1}, \quad (6.2)$$

де a_{n+1} , a_{n-1} — відлік по горизонтальному колу при вимірюванні зорової труби відповідно на наступну і попередню точку.

Таблиця 6.1. Журнал вимірювання горизонтальних кутів і довжини ліній замкнутого ходу

№ точки стояння	Поло- ження крута	№ точки візування	Відлік		Кут		Середній кут		Лінії та їх довжина, м	Кут нахилу		Горизон- тальна проекція, м
			градуси	хвилини	градуси	хвилини	градуси	хвилини		гра- дуси	хви- лини	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1		7	211	23					1—2			
	КП	2	17	51	193	32			65,18	+0	40	65,16
	КЛ	7	273	48	193	33	193	32,5	65,14			
		2	80	15					65,16			
2		1	165	54					2—3			
	КП	3	55	37	110	17			156,36			
		1	45	38			110	17,5	156,44	+3	20	156,14
	КЛ	3	295	20	110	18			156,40			
3		2	305	32					3—4			
	КП	4	211	01	94	31			59,20	-1	10	59,21
		2	40	48			94	32	59,22			
	КЛ	4	306	15	94	33			59,21			

4	КП	3	273	05	172	55	4—5		
		5	100	10			62,00	+0	50 62,0
5	КЛ	3	183	07	172	55	62,00		
		5	10	12			62,00		
		4	93	08	92	07	5—6		
6	КЛ	6	1	01	92	07	119,30	+2	30 119,16
		4	186	16	92	07	119,24		
		6	94	09			119,27		
		5	29	51	179	39	6—7	99,96	
7	КЛ	7	210	12			100,00	+0	29 99,98
		5	117	17	179	40	39,5		
		7	297	37				99,98	
		6	129	29	179	40	7—1		
7	КП	1	72	30	56	59	69,10		
		6	228	58			69,12	-0	19 69,11
		1	171	59	56	59	69,11		

$\Sigma \beta_n = 900^\circ 02', 5$

$\Sigma d = 630,78$

Таблиця 6.2. Журнал вимірювання кутів і довжин ліній розімкненого ходу

№ точки стояння	Положення круга	№ точки вимірювання		Відлік		Кут		Середній кут		Лінії та їх довжина, м	Кут нахилу		Горизонтальна проекція, м
		градуси	хвилини	градуси	хвилини	градуси	хвилини	градуси	хвилини		градуси	хвилини	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
4		3	209	55					4—8				
	КП	8	125	25	84	30			49,97				
		3	298	02			84	30		0	17	49,97	
	КЛ	8	213	32	84	30			49,97				
8		4	184	50									
	КП	9	359	58	184	52			50,18				
							184	53		1	20	50,17	

	4	269	56			50,18
КЛ				184	53	
	9	85	01			50,17
						9—1
	8	356	56			
КП				175	40	
	1	181	16			83,40
	8	88	57			83,46
КЛ				175	42	
	1	273	15			83,43
	9	185	55			
КП						
	2	115	48	70	07	
	9	276	05			
КЛ				70	07	
	2	205	58			

 $\Sigma \beta_{\text{в}} = 515^{\circ} 11', 0$
 $\Sigma d = 183,62$

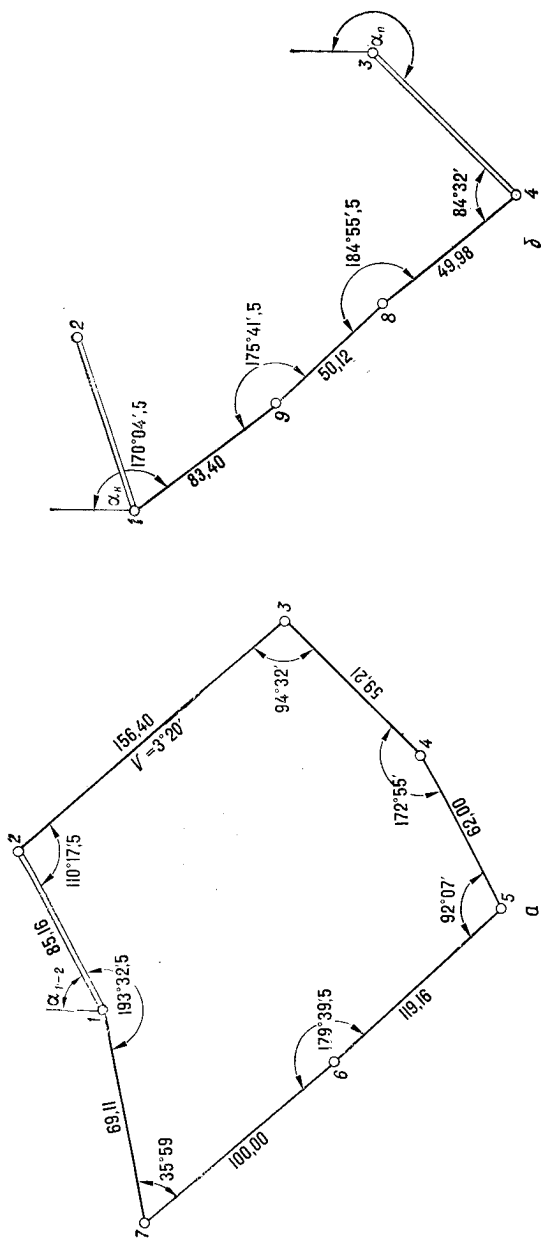


Рис. 6.1. Схеми теодолітних ходів:
 а — теодолітний полігон (замкнутий хід); б — діагональний (розімкнутий) хід

Середнє значення вимірюного кута

$$\beta_c = 0,5 (\beta_{кп} + \beta_{кЛ}), \quad (6.3)$$

де $\beta_{кп}$, $\beta_{кЛ}$ — значення кутів при положеннях вертикального круга відповідно КП та КЛ.

Обчислені значення середніх кутів із двох вимірювань записують у графі 8,9 табл. 6.1 та 6.2.

Горизонтальна проекція сторони теодолітного ходу, м,

$$d = D \cos \nu, \quad (6.4)$$

де D — виміряна відстань, м; ν — кут нахилу лінії.

Обчислене значення горизонтальної проекції сторони теодолітного ходу записують в графу 13 табл. 6.1 та 6.2.

6.3. Обчислення координат точок теодолітного полігону

Обчислення координат точок теодолітного полігону включає ряд операцій, які виконують в обумовленій послідовності. Вихідними даними для обчислення координат є горизонтальні кути в вершинах полігону (рис. 6.1, а), дирекційний кут початкового напрямку та горизонтальні проекції сторін теодолітного ходу (табл. 6.1).

Відхилення суми вимірюваних кутів $\Sigma\beta_v$ від теоретичної $\Sigma\beta_T$ обчислюють за формулою

$$f_\beta = \Sigma\beta_v - \Sigma\beta_T. \quad (6.5)$$

Теоретична сума кутів многокутника, що описує замкнутий теодолітний хід,

$$\Sigma\beta_T = 180^\circ (n - 2), \quad (6.6)$$

де n — кількість кутів теодолітного ходу.

Кутова нев'язка не повинна перевищувати граничну величину:

$$f_\beta \leq f_{\beta гр} = 1' \sqrt{n}. \quad (6.7)$$

Якщо кутова нев'язка виявиться допустимою, тобто меншою від граничної, або рівною їй, то у виміряні кути вносять поправку з оберненим знаком нев'язки:

$$\delta_\beta = -f_\beta/n. \quad (6.8)$$

Округлені до 0',1 поправки записують в графу 4 табл. 6.3. У першу чергу поправки вносять у кути, обмежені короткими сторонами, бо в цьому випадку особливо позначається вплив неточного центрування теодоліта і встановлення віхи у вершині кута. Виправлені внесенням поправок кути записують у графі 5,6 табл. 6.3. Ув'язку кутів

Таблиця 6.3. Відомість обчислення координат точок теодолітного

№ точки	Вимірні кути		Поправки, міну-ти	Виправлені кути		Дирекційні кути		Румби			Горизонтальна проекція, м
	градуси	мінути		градуси	мінути	градуси	мінути	Назва	Градуси	Мінути	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	193	32,5	-0,5	193	32						
2	110	17,5	-0,5	110	17	65	20	ПнС	65	20	65,16
3	94	32	-1	94	31	135	03	ПдС	44	57	156,14
4	172	55	—	172	55	220	32	ПдЗ	40	32	59,21
5	92	07	—	92	07	227	37	ПдЗ	47	37	62,60
6	179	39,5	-0,5	179	39	315	30	ПнЗ	44	30	119,16
7	56	59	—	56	59	315	51	ПнЗ	44	09	99,98
						78	52	ПнС	78	52	69,11
											$\Sigma d = 630,76$

$$\Sigma \beta_{\text{в}} = 900^{\circ} 02',5; \quad \Sigma \beta_{\text{т}} = 900^{\circ} 00'$$

$$\beta = 900^{\circ} 02',5 - 900^{\circ} = +2',5$$

$$f_{\beta_{\text{гр}}} = 1',5\sqrt{n} = 1',5\sqrt{7} = 3',96$$

контролюють, порівнюючи суми виправлених і теоретичних кутів:

$$\Sigma \beta_{\text{вп}} = \Sigma \beta_{\text{т}}, \quad (6.9)$$

$\Sigma \beta_{\text{вп}}$ — сума виправлених кутів (сума граф 5,6 табл. 6.3).

Після ув'язки вимірних кутів обчислюють дирекційні кути, використовуючи значення початкового дирекційного кута α_0 і виправлених кутів $\beta_{\text{вп}}$ теодолітного ходу

$$\alpha_{23} = \alpha_{12} \pm 180^{\circ} - \beta_{2\text{вп}}; \quad (6.10)$$

$$\alpha_n = \alpha_{n-1} \pm 180^{\circ} - \beta_{n-1\text{вп}}, \quad (6.11)$$

де α_{12} , α_n , α_{n-1} — дирекційні кути відповідно першого напрямку, наступної і попередньої сторони; $\beta_{2\text{вп}}$, $\beta_{n-1\text{вп}}$ — виправлені кути відповідно на другій вершині та між попередньою і наступною сторонами теодолітного ходу.

Із дирекційних кутів α_{n-1} віднімають 180° , якщо різ-

полігону

Прирости координат, м								Координати, м	
обчислені				виправлені					
±	ΔX	±	ΔY	±	ΔX	±	ΔY	X	Y
13	14	15	16	17	18	19	20	21	22

+	27,19	+	59,21	+	27,19	+	59,22	2507,27	909,47
-	110,50	+	110,31	-	110,49	+	110,34	2534,46	968,69
-	45,00	-	38,48	-	45,00	-	38,47	2423,97	1079,03
-	41,79	-	45,80	-	41,79	-	45,79	2378,97	1040,56
+	84,99	-	83,52	+	85,00	-	83,50	2337,18	994,77
+	71,74	-	69,64	+	71,75	-	69,62	2422,18	911,27
+	13,34	+	67,81	+	13,34	+	67,82	2493,93	841,65
+	197,26	+	297,33	+	197,28	+	237,38	2507,27	909,47
-	197,29	-	237,44	-	197,28	-	237,38		

$$f_x - 0,03f_y - [0,11 \quad 0,00 \quad 0,00$$

$$f_d = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{(-0,03)^2 + (-0,11)^2} = 0,11 \text{ м}$$

$$f_b = \frac{1}{\Sigma d / f_d} = \frac{1}{630,76 / 0,11} = \frac{1}{5734} < \frac{1}{2000}$$

ниця $(\alpha_{n-1} - \beta_{n-1\text{вп}})$ більше β_{n-1} . Якщо різниця $(\alpha_{n+1} - 180^\circ)$ менше $\beta_{n-1\text{вп}}$, то до неї додають 180° .

Обчислені значення дирекційних кутів записують в графі 7, 8 табл. 6.3. Контролем обчислення дирекційних кутів теодолітного полігону є одержання у кінці обчислення дирекційного кута першого напрямку

$$\alpha_{12} = \alpha_n + 180^\circ - \beta_{1\text{вп}}, \quad (6.12)$$

де α_n — дирекційний кут останньої сторони ходу; $\beta_{1\text{вп}}$ — виправлений кут на першій вершині полігону.

По дирекційним кутам сторін теодолітного ходу обчислюють румби за формулами, що наведені в табл. 2.2. Обчислені румби сторін теодолітного ходу записують у графі 10, 11 табл. 6.3.

За відомими румбами сторін теодолітного полігону r і горизонтальними проекціями ліній d обчислюють приріст

координат, м,

$$\Delta X = d \cos r; \quad (6.13)$$

$$\Delta Y = d \sin r. \quad (6.14)$$

Знаки приростів координат залежать від напрямку сторони теодолітного ходу, тобто величини дирекційного кута, або назви румба (табл. 6.4).

У замкнутому ході сума приростів координат по осі X та по осі Y теоретично повинна дорівнювати нулю. Прак-

Таблиця 6.4. Знаки приростів координат

Дирекційні кут.	Назва румба	Чверть	Знаки приростів координат	
			ΔX	ΔY
$0^\circ-90^\circ$	ПнС	I	+	+
$90^\circ-180^\circ$	ПдС	II	-	+
$180^\circ-270^\circ$	ПдЗ	III	-	-
$270^\circ-360^\circ$	ПнЗ	IV	+	-

тично ж через неминучі похибки при вимірюванні, особливо сторін теодолітного ходу, вона не дорівнює нулю. Тоді алгебраїчна сума приростів координат по осі абсцис та осі ординат (сума граф 12 та 14 табл. 6.3) буде нев'язкою в відповідних приростах координат

$$f_X = \Sigma \Delta X; \quad (6.15)$$

$$f_Y = \Sigma \Delta Y. \quad (6.16)$$

Абсолютну нев'язку в приростах координат обчислюють за формулою, м,

$$f_d = \sqrt{f_X^2 + f_Y^2}, \quad (6.17)$$

де f_X , f_Y — нев'язки в відповідних приростах координат, м.

Поділивши абсолютну нев'язку на суму сторін замкнутого теодолітного ходу Σd (сума значень графі 12 табл. 6.3), дістають відносну нев'язку, яка характеризує точність виконання польових вимірювань, м,

$$f_b = f_d / \Sigma d. \quad (6.18)$$

Якщо відносна нев'язка теодолітного ходу менше допустимої:

$$f_b \leq f_d = 1/2000, \quad (6.19)$$

то обчислені прирости координат виправляють по осі X на величину f_X , а по осі Y на величину f_Y . Поправки вводять в прирости координат з оберненим знаком пропорціо-

нально довжинам, м:

$$\Delta f_X = -f_{\lambda} d_i / \Sigma d; \quad (6.20)$$

$$\Delta f_Y = -f_{\gamma} d_i / \Sigma d. \quad (6.21)$$

Поправки округлюють до 0,01 м і записують зверху обчислених приростів координат (графи 14 і 16 табл. 6.3). Знайдені поправки алгебраїчно підсумовують з відповідними координатами і дістають виправлені прирости координат, які записують у графи 14 і 16 табл. 6.3. Сума виправлених приростів для геодезичного полігону (сума граф 18 і 20 табл. 6.3) повинна дорівнювати нулю:

$$\Sigma \Delta X_{\text{в}} = 0; \quad (6.22)$$

$$\Sigma \Delta Y_{\text{в}} = 0. \quad (6.23)$$

За виправленими приростами координат від початкової точки з відомими координатами послідовно обчислюють координати всіх точок ходу за формулами, м:

$$X_{n+1} = X_n + \Delta X_{\text{нв}}; \quad (6.24)$$

$$Y_{n+1} = Y_n + \Delta Y_{\text{нв}}, \quad (6.25)$$

де X_n, Y_n — координати попередньої вершини полігону, м; X_{n+1}, Y_{n+1} — координати наступної точки, м; $\Delta X_{\text{нв}}, \Delta Y_{\text{нв}}$ — виправлені прирости координат (графи 18, 20 табл. 6.3), м.

Обчислені координати вершин полігону записують в графи 21, 22 табл. 6.3. Контроль обчислень координат полягає у тому, що у кінці обчислень мають знову одержати координати початкової точки

$$X_1 = X_k + \Delta X_{\text{к.в}}; \quad (6.26)$$

$$Y_1 = Y_k + \Delta Y_{\text{к.в}}, \quad (6.27)$$

де $X_k, Y_k, \Delta X_{\text{к.в}}, \Delta Y_{\text{к.в}}$ — координати і відповідні їм прирости координат кінцевої точки, м.

6.4. Обчислення координат точок діагонального ходу

Вихідними даними для обчислення координат є вимірні праві за рухом горизонтальні кути (табл. 6.2), схема діагонального ходу (рис. 6.1, б), горизонтальні проєкції сторін теодолітного ходу (табл. 6.2), дирекційні кути сторін та координати точок теодолітного полігону, до яких прилягає діагональний хід (табл. 6.3).

Таблиця 6.6 Відомість обчислення координат точок діагонального теодоліт

№ точок	Вимірні кути		Поправка	Виправлені кути		Дирекційні кути		Румби			Горизонтальна проєкція, м
	градуси	мінUTI		градуси	мінUTI	градуси	мінUTI	назва	градуси	мінUTI	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3						220	32				
4	84	30	—	84	30	316	02	ПнЗ	43	58	49,97
8	184	53	+1	184	54	311	08	ПнЗ	48	52	50,17
9	175	41	—	175	41	315	27	ПнЗ	44	33	83,43
1	70	07	—	70	07						
						65	20				
	$\Sigma\beta_B = 515^\circ 11'$										

$$\Sigma\beta_T = \alpha_n - \alpha_k + 180^\circ \cdot n = 220^\circ 32' - 65^\circ 20' + 180^\circ \cdot 4 = 155^\circ 12' + 720^\circ = 875^\circ 12' - 360^\circ = 515^\circ 12'$$

$$f_\beta = \Sigma\beta_B - \Sigma\beta_T = 515^\circ 11' - 515^\circ 12' = -1'$$

$$f_d = 1',5 \sqrt{n} = 1',5 \sqrt{4} = \pm 3'$$

Кутову нев'язку діагонального ходу знаходять порівнянням сум вимірних кутів (сума значень графі 2 табл. 6.6) з їх теоретичною сумою, що обчислюють за формулою

$$\Sigma\beta_T = \alpha_n - \alpha_k + 180^\circ n, \quad (6.28)$$

де α_n , α_k — початковий і кінцевий дирекційний кути, якими в прикладі є відповідно дирекційні кути α_{34} і α_{12} ; n — кількість вимірних кутів діагонального ходу.

Якщо $\alpha_n > \alpha_k$, то від величини, яку одержано за формулою (6.28), необхідно відняти 360° .

Кутова нев'язка діагонального ходу

$$f_\beta = \Sigma\beta_B - \Sigma\beta_T \quad (6.29)$$

не повинна перевищувати допустиму, яку обчислюють за формулою

$$f_{\beta,d} = 1',5 \sqrt{n}. \quad (6.30)$$

Якщо кутова нев'язка не перевищує граничної величини, то поправки у кути вводять за тим самим принципом, що і в теодолітному полігоні.

Прирости координат, м								Координати, м	
обчислені				виправлені				X	Y
±	ΔX	±	ΔY	±	ΔX	±	ΔY		
13	14	15	16	17	18	19	20	21	22

+	35,97	—	34,69	+	35,93	—	34,71	2378,97	1040,56
+	33,00	—	37,79	+	32,96	—	37,81	2414,90	1005,85
+	59,46	—	58,53	+	59,41	—	58,57	2447,86	968,04
+	128,43	+	0,00	+	128,30	+	0,00	2507,27	909,47
—	0,00	—	131,01	—	0,00	—	131,09		
+	128,43	—	131,01	+	128,30	—	131,09		
	(ΣΔX _п)		(ΣΔY _п)						
+	128,30	—	131,09						
	(ΣΔX _т)		(ΣΔY _т)		0,00		0,00		
$f_x =$	$+0,13$	$f_y =$	$+0,08$						
$f_a =$	$\sqrt{(0,13)^2 + (0,08)^2} = \pm 0,15$								
$f_b =$	$\frac{1}{183,62/0,15} = \frac{1}{1224} < \frac{1}{1000}$								

Обчислення дирекційних кутів, румбів і приростів координат діагонального ходу виконують за правилами і формулами для теодолітного полігону.

Нев'язки в приростах координат, м,

$$f_x = \Sigma \Delta X_{п} - \Sigma \Delta X_{т}; \quad (6.31)$$

$$f_y = \Sigma \Delta Y_{п} - \Sigma \Delta Y_{т}; \quad (6.32)$$

де $\Sigma \Delta X_{п}$, $\Sigma \Delta Y_{п}$ — практичні суми приростів координат по осям абсцис і ординат (суми граф 14, 16 табл. 6.6), м; $\Sigma \Delta X_{т}$, $\Sigma \Delta Y_{т}$ — суми теоретичних приростів координат по відповідних осях, які обчислюють за формулами, м,

$$\Sigma \Delta X_{т} = X_{к} - X_{п}; \quad (6.33)$$

$$\Sigma \Delta Y_{т} = Y_{к} - Y_{п}; \quad (6.34)$$

де $X_{п}$, $Y_{п}$ — координати початкової точки діагонального ходу (точка 4 табл. 6.3), м; $X_{к}$, $Y_{к}$ — координати кінцевої точки діагонального ходу (точка 1 табл. 6.3), м.

Якщо обчислена за формулами (6.17) та (6.18) відносна нев'язка в приростах координат діагонального ходу не

перевищує 1 : 1000, то координати виправляють на величини f_x та f_y . Поправки вводять пропорціонально довжинам сторін із знаком, оберненим знакові нев'язки по даній осі. Виправлені прирости координат записують у графі 18, 20 табл. 6.6.

Координати точок вершин діагонального ходу обчислюють за формулами (6.24) та (6.25). Вихідними координатами є координати точок теодолітного полігону (графи 21, 22 табл. 6.3). Контролем обчислення координат точок діагонального ходу в прикладі є одержання в кінці розрахунків координат точки 1 теодолітного полігону (графи 21, 22 табл. 6.3).

6.5. Складання плану зйомочного обґрунтування

План зйомочного обґрунтування складають за координатами вершин теодолітного ходу (табл. 6.3, 6.6). Склад робіт такий: побудова координатної сітки та її оцифровка, нанесення точок за координатами та подробиць, знятих на місцевості.

Перед побудовою координатної сітки виконують розрахунки, що визначають розміри плану теодолітного полігону і розміри аркуша, креслення для розміщення координатної сітки і складання плану. Розмір полігону з півночі на південь (зверху вниз) дорівнює різниці найбільшої і найменшої абсцис, м:

$$X_{\text{пл}} = (X_{\text{max}} - X_{\text{min}})/m, \quad (6.35)$$

а розмір плану з заходу на схід (зліва направо) — різниці найбільших і найменших ординат точок планового обґрунтування, м:

$$Y_{\text{пл}} = (Y_{\text{max}} - Y_{\text{min}})/m, \quad (6.36)$$

де X_{max} , Y_{max} — найбільше значення координат вершин теодолітного полігону (графи 21, 22 табл. 6.3), м; X_{min} , Y_{min} — найменше значення координат вершин теодолітного полігону (графи 21, 22 табл. 6.3), м; m — кількість метрів на місцевості, що відповідає 1 см на плані згідно масштабу (для масштабу 1 : 1000 — 1 м).

Для симетричного розміщення плану на аркуші обчислюють відстані від крайніх точок плану до країв аркуша, місцеположення осі абсцис відносно лівого краю аркуша і осі ординат відносно нижнього краю аркуша (рис. 6.2).

Відстань від верхнього і нижнього країв аркуша креслярського паперу до самої верхньої і нижньої точок пла-

ну, см;

$$a = 0,5(X_a - X_{пл}), \quad (6.37)$$

a відстань від країв аркуша до самої лівої і правої точок плану, см:

$$b = 0,5(Y_a - Y_{пл}), \quad (6.38)$$

де X_a, Y_a — розміри аркуша креслярського паперу, см.

Положення осі абсцис відносно самої лівої точки (західної) полігону установлюють із виразу, см:

$$b' = (Y_{\min} - Y_c)/m, \quad (6.39)$$

де Y_c — прийняте мінімальне значення ординати координатної сітки (в прикладі рівно 800 м), м.

Відстань осі ординат від нижнього краю аркуша креслярського паперу, см:

$$a' = (X_{\min} - X_c)/m, \quad (6.40)$$

де X_c — прийняте мінімальне значення абсциси координатної сітки (у прикладі 2300 м), м.

Залежно від розмірів і можливостей координатну сітку будують за допомогою циркуля-вимірника і масштабної лінійки або топографічної лінійки ЛТ-1. Координатну сітку будують із сторонами 10×10 см.

При невеликих розмірах планів (менше 50×50 см) її будують за допомогою циркуля-вимірника і масштабної лінійки. Порядок побудови такий. На аркуші креслярського паперу потрібного розміру проводять вісь абсцис на відстані, визначеній за формулою (6.39) (рис. 6.3, а). Від нижнього краю аркуша на осі абсцис відкладають відстань a , визначену за формулою (6.40), і відмічають точку D . Під довільним кутом проводять дві прямі лінії так, щоб одна з них обов'язково проходила через точку D . З точки перетину прямих як на діагоналях будують прямокутник. Для цього з точки перетину ліній O відкладають відрізки OC, OB, OA , рівні відрізку OD . На сторонах одержаного прямокутника $ABCD$ від його вершини D в заданому масштабі за допомогою масштабної лінійки відкладають відрізки, рівні стороні квадрата сітки (10×10). Через відповідні точки протилежних сторін гострозаточеним олівцем креслять лінії координатної сітки (рис. 6.3, б).

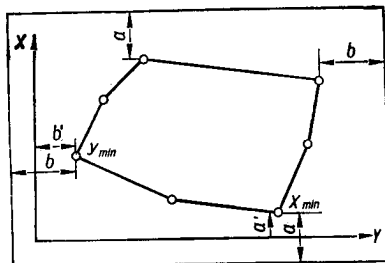


Рис. 6.2. Схема визначення відстаней до крайніх точок плану від країв аркуша паперу і місця розташування осей координат

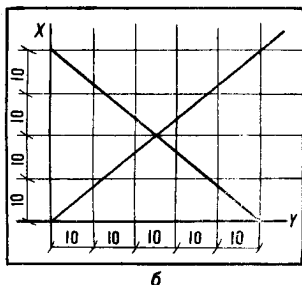
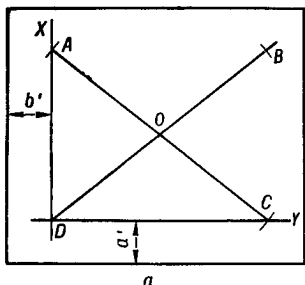
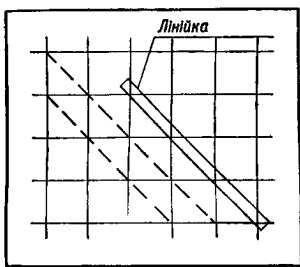


Рис. 6.3. Побудова координатної сітки;

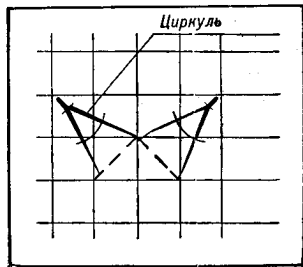
a — побудова великого прямокутника; *б* — побудова квадратів з стороною 10×10 см

З допомогою топографічної лінійки ЛТ-1 будують координатну сітку на площі квадрата з стороною 50 см. Топографічна лінійка ЛТ-1 виготовлена в вигляді металевої лінійки з шістьма вирізами посередині. Один з країв кожного вирізу скошений: у першого, позначеного нулем, він скошений по прямій лінії, а у всіх інших — по дугах кіл з радіусами 10, 20, 30, 40, 50, см від початкового штриха. Кінець лінійки скошено по дузі радіуса 70, 711 см.

Порядок побудови координатної сітки з допомогою лінійки ЛТ-1 такий. На аркуші паперу за допомогою циркуля-вимірника та масштабної лінійки проводять вісь ординат за тими самими правилами, за якими будується координатна сітка. По скошеному краю кожного вирізу масштабної лінійки перетинають вісь ординат штрихами. Початок лінійки при цьому суміщують з положенням осі абсцис відносно лівого краю аркуша. Укладають лінійку вздовж лівого краю аркуша, суміщаючи нульовий штрих з точкою перетину осі ординат з крайнім лівим штрихом. Одночасно стежать, щоб вісь лінійки була приблизно перпендикулярна до осі ординат. По кожному скошеному вирізу олівцем проводять штрихи. Кладуть лінійку по діагоналі, сумістивши нульовий штрих з крайнім правим штрихом на осі ординат. Там, де закінчується лінійка, прокреслюють дугу, що перетинає останній верхній штрих на осі абсцис. В результаті буде побудовано прямокутний трикутник з сторонами 50, 50 та 70, 711 см. Так само будують другий трикутник. Для цього перекладають лінійку в крайній правий штрих по осі ординат, проводять лінію, що приблизно паралельна осі абсцис, на якій проводять штрихи по кожному скошеному вирізу. Кладуть лінійку по діагоналі, сумістивши нульовий штрих з крайнім лівим штрихом на осі ординат. Там, де закінчується лінійка, проводять дугу,



а



б

Рис. 6.4. Перевірка правильності побудови координатної сітки:
а — за трикутниками похибок; б — за діагоналями квадратів

що перетинає останній верхній штрих на лінії, паралельній осі абсцис. Таким чином утворюють другий трикутник тих же розмірів, що й попередній. Відхилення верхньої сторони прямокутника не повинно бути більше 0,2 мм.

Правильність побудови квадратів координатної сітки контролюють такими способами:

укладанням лінійки по діагоналям малих квадратів (рис. 6.4, а) установлюють чи є трикутники похибок;

циркулем-вимірником провіряють рівність діагоналей всіх квадратів (рис. 6.4, б). Похибка не повинна перевищувати 0,2 мм. Якщо похибка більше допустимої, то координатна сітка будується заново.

Перед нанесенням точок теодолітного ходу координатну сітку підписують так, щоб весь полігон розмістився в середній частині аркуша (рис. 6.5). Для лівої крайньої вертикальної лінії координатної сітки беруть значення орди-

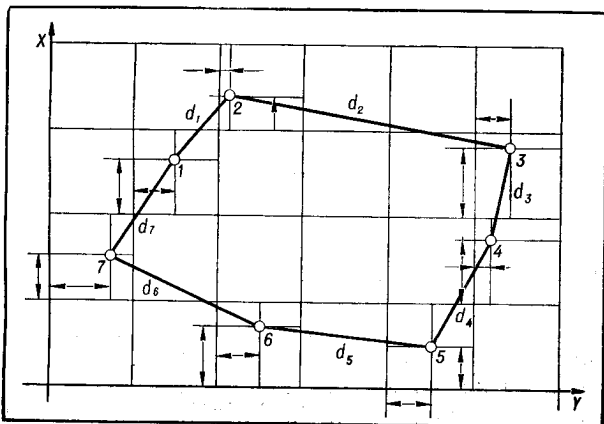


Рис. 6.5. Накладка вершин полігону на координатну сітку

нати, близьке до найменшого значення ординати точки полігону. Нижній горизонтальній лінії координатної сітки приписують абсцису, близьку до найменшої абсциси полігону.

Точки планового зйомочного обґрунтування на координатну сітку наносять за їх обчисленими координатами (графи 21, 22 табл. 6.3 та 6.6) за допомогою циркуля-вимірника і масштабної лінійки. Нанесення точок починають з визначення квадрата, в якому розміститься та чи інша вершина теодолітного ходу. Наприклад, якщо точка I має координати $X = 2507,27$ та $Y = 909,47$, то вона розміститься у квадраті з підписами ординат лівого нижнього кута сітки $X = 2500$ м та $Y = 900$ м. Потім визначають, наскільки вище та праворуч відносно лівого нижнього квадрата розміщена вершина полігону. Точка I розміщена вище на $7,27$ м та праворуч на $9,47$ м від вершини 2500×900 . Щоб побудувати точку абсциси точки I , на бічних сторонах квадрата 2500×900 треба відкласти вгору на північ від лінії 2500 відрізок $7,27$ м, а для контролю від протилежної сторони квадрата відміряти донизу на південь $92,73$ м, тобто доповнення до 100 м. Щоб побудувати ординати точки I треба на верхній і нижній сторонах квадрата 2500×900 відкласти вправо на схід від лінії 900 відрізки $9,47$ м і вліво на захід від лінії 1000 відрізки $90,53$ м. Точки, нанесені на протилежних сторонах квадрата 2500×900 , сполучують прямими тонкими лініями. Точка перетину цих ліній буде шукана. Одержану таким чином точку помічають слабким проколом голки циркуля-вимірника, обводять кружком $1,5$ мм і підписують її номер згідно з відомістю обчислення координат точок планового зйомочного обґрунтування (табл. 6.3 та 6.6). У такій послідовності наносять усі точки теодолітного полігону і діагонального ходу.

Правильність нанесення точок на координатну сітку контролюють вимірюванням на плані відстаней між суміжними точками зйомочного обґрунтування (графа 12 табл. 6.1 і 6.2). Різниця в довжинах сторін теодолітних ходів не повинна перевищувати $0,2$ мм у масштабі побудованого плану.

Відносно відомих сторін і точок зйомочного обґрунтування наносять на план в масштабі подробиці, зняті на місцевості. Способи нанесення ситуації на план (рис. 6.6) такі самі, які застосовуються для зйомки їх на місцевості. Нанесення на план контурів місцевості виконують з допомогою транспортира, масштабної лінійки і циркуля-вимірника.

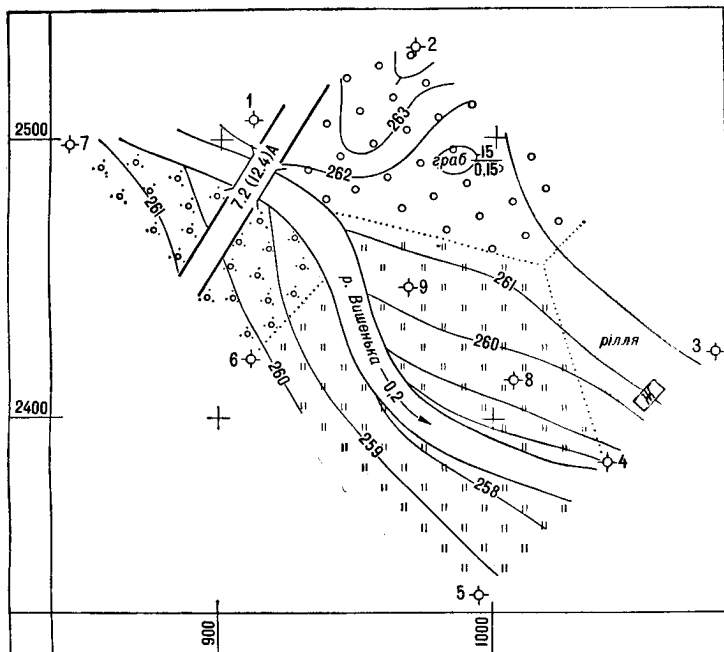


Рис. 6.6. План топографічної зйомки

Для нанесення координат способом полярних координат центр транспортера суміщують з вершиною полігона, а нуль транспортера — з напрямом на попередню точку теодолітного ходу. Будують кути, виміряні теодолітом

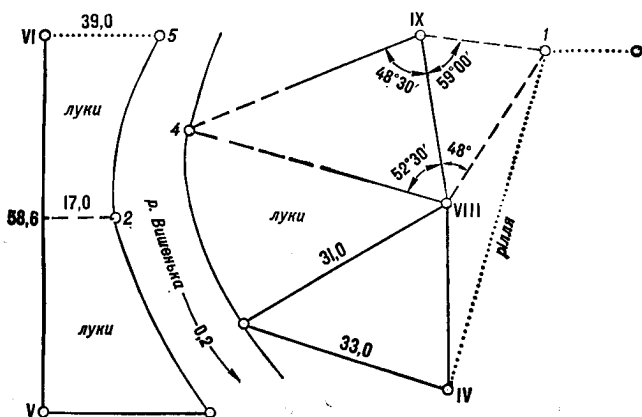


Рис. 6.7. Абриси сторін V-VI і IV-VIII-IX

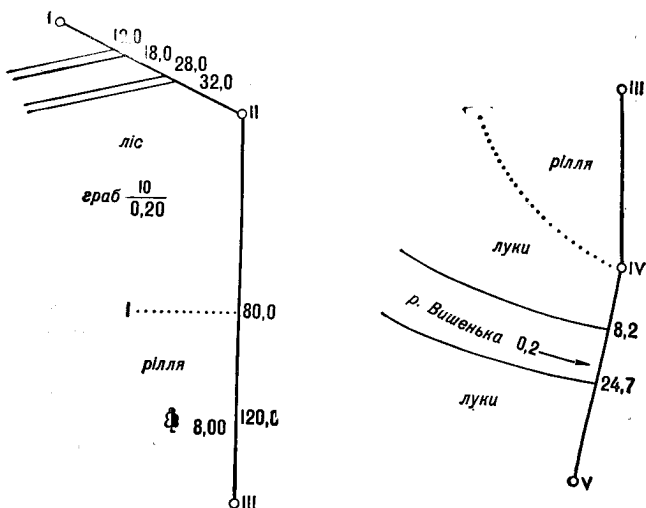


Рис. 6.8. Абриси сторін I—II—III і III—IV—V

при візуванні на контурні точки місцевості. На побудованих напрямках на контурні точки відкладають в масштабі плану відстані, вказані у абрисі. З'єднавши точки, одержують положення контурів на плані.

Для побудови точок місцевості способом куткових засічок (сторона VIII—IX) з допомогою транспортера в вершинах сторін теодолітного ходу відкладають кути, вказані у абрисі (рис. 6.7). Точка перетину сторін побудованих кутів — шукана точка на плані місцевості.

При нанесенні на план ситуації ділянки місцевості способом перпендикулярів (сторони II—III, IV—V, VI—VII—I—IX) від початку лінії зйомочного обґрунтування згідно абрисів (рис. 6.8 і 6.9) відкладають відстані до перпендикулярів. В отриманих точках трикутником будують лінії, перпендикулярні стороні теодолітного ходу. На перпендикулярах відкладають відстані до контурів, вказаних у абрисі. З'єднують побудовані на перпендикулярах точки і одержують місцеположення контурів на плані.

Для побудови точок місцевості способом лінійної засічки (сторона IV—VIII) циркулем-вимірником з вершин теодолітного ходу креслять дуги радіусами, рівними відстаням від точок до контура (рис. 6.7). Точка перетину дуг буде шуканою контурною точкою на плані.

Подробиці, зняті на місцевості, на топографічний план наносять умовними знаками.

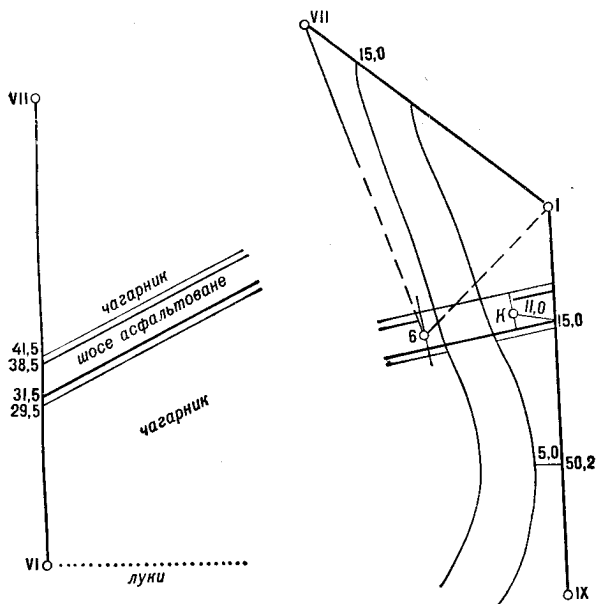


Рис. 6.9. Абриси сторін VI—VII, VII—I—IX

Площу замкнутого полігону обчислюють за координатами його вершин, м²:

$$S = 0,5 \sum X_n (Y_{n+1} - Y_{n-1}); \quad (6.41)$$

$$S = 0,5 \sum Y_n (X_{n-1} - X_{n+1}), \quad (6.42)$$

де $X_n, Y_n, X_{n+1}, Y_{n+1}, X_{n-1}, Y_{n-1}$ — координати відповідно обчислюваної, наступної і попередньої вершин полігону, м.

Всі розрахунки по визначенню площі полігону виконують в табличній формі (табл. 6.7) з допомогою мікрокалькулятора. Площі, обчислені за формулами (6.41) та (6.42), повинні бути рівні між собою.

6.6. Польові роботи при тахеометричній зйомці

Тахеометричні зйомки бувають маршрутні та площадкові і виконуються шляхом прокладання теодолітних ходів з вимірюванням горизонтальних і вертикальних кутів (відстані визначаються за допомогою далекомірів) і зйомкою ситуації та рельєфу полярним способом. Тахеометричну зйомку виконують переважно тахеометрами та в окремих випадках теодолітами.

Таблиця 6.7. Обчислення площі полігону

№ вершини	Координати, м		3	4	5	6	7
	X	Y					
1	2						
1	2507,27	909,47		+127,04	-40,53	+318 524	-36 861
2	2534,46	968,69		+169,56	+83,30	+429 743	+80 692
3	2423,97	1079,03		+71,87	+115,49	+174 211	167 778
4	2378,97	1040,56		-84,26	+86,79	-200 456	+90 310
5	2337,18	994,77		-129,29	-43,21	-302 174	-42 984
6	2422,18	911,27		-153,12	-156,75	-370 884	-142 842
7	2493,93	841,65		-1,80	-85,09	-4,489	-71 616

$$\begin{aligned}
 +\Sigma &= +368,47 & +\Sigma &= +325,58 & +\Sigma &= +922 478 & +\Sigma &= +338 780 \\
 -\Sigma &= -368,47 & -\Sigma &= -325,58 & -\Sigma &= -877 999 & -\Sigma &= -294 303
 \end{aligned}$$

$$\Sigma = 0,00 \quad \Sigma = 0,00 \quad \Sigma = +44 479 \quad \Sigma = +44 477$$

$$S = 44 478/2 = 22 239 \text{ м}^2 = 2,224 \text{ га.}$$

Зйомочним обґрунтуванням є теодолітно-нівелірні та теодолітно-тахеометричні ходи, які прокладають між пунктами опорної мережі. Зйомочне обґрунтування створюють одночасно із зйомкою ситуації та рельєфу. Густота пунктів зйомочного обґрунтування повинна забезпечувати можливість прокладання тахеометричних ходів, що відповідають технічним умовам.

Кути в тахеометричних ходах вимірюють одним повним прийомом. Різниця кутів, одержаних з півприймів, не повинна перевищувати $1'$. Граничну лінійну нев'язку, m , обчислюють за формулою

$$f_s = S/400 \sqrt{n}, \quad (6.43)$$

де S — довжина тригонометричного ходу, m ; n — число сторін в ході.

Висотна нев'язка не повинна перевищувати, cm :

$$f_h = 0,04S/\sqrt{n}. \quad (6.44)$$

При тахеометричній зйомці знаходять висотне положення всіх характерних точок ситуації та рельєфу, що дозволяє відобразити на плані подробиці місцевості та рельєфу з допомогою горизонталей з необхідною для даного масштабу точністю.

За призначенням та точністю пікети (рейкові точки) бувають контурні, висотні, які вибирають в характерних місцях рельєфу, і контурно-висотні. Рейкові точки повинні рівномірно та без пропусків покривати територію зйомки. Для забезпечення цієї умови виконується детальний огляд місцевості, яку знімають, з даної станції. Вибір рейкових точок і визначення необхідної та достатньої їх кількості залежить від масштабу зйомки, висоти перерізу рельєфу та характеру місцевості.

Контурні пікети намагаються вибирати на переломі контурів, щоб між сусідніми пікетами контур був прямою лінією. Якщо розмір предмета на місцевості невеликий і його не можна зобразити на плані масштабними умовними знаками, то рейку ставлять біля місцевого предмета (дерево, стовб, криниця та ін.). Пікети вибирають також на всіх характерних точках і лініях рельєфу (на вершинах і підшвах горбів, дні і краях котловин і лоцтовин, вододілах, сідловинах та перегінах схилів).

Зйомку пікетів виконують в такій послідовності. Установлюють над точкою зйомочного обґрунтування прилад і приводять його в робоче положення. Точність центрування 3—10 cm у залежності від масштабу зйомки. Визначають

значення місця нуля вертикального круга теодоліта, яке не повинно перевищувати $\pm 2'$. Вимірюють висоту приладу з точністю до 1 см і відкладають її на далекомірній рейці. При роботі з теодолітом Т30 орієнтують лімба горизонтального круга за стороною зйомочного обґрунтування при крузі ліво. Для цього суміщують нуль лімба з нулем аліади горизонтального круга. Обертанням лімба візують зорову трубу на передню точку зйомочного обґрунтування та закріплюють лімба. Лімба тахеометра можна орієнтувати за дирекційним кутом. Обертанням аліади за ходом стрілки годинника наводять зорову трубу приладу на рейку, що встановлена на рейковій точці. Для зручності обчислень верхню нитку сітки далекоміра наводять обертанням зорової труби на відлік на рейці 1000. Беруть відліки спочатку по далекоміру, а потім по горизонтальному кругу. Бульбашка рівня повинна бути в нуль-пункті.

Для використання скороченої формули тригонометричного нівелювання наводять середню нитку сітки з відліком на рейці, що дорівнює висоті приладу, яка помічена на рейці. Беруть відлік по вертикальному кругу. Після зняття відліків рейку ставлять на наступну рейкову точку і всі операції виконують у попередній послідовності. Після закінчення робіт на станції перевіряють орієнтування приладу. Відхилення орієнтування за період зйомки допускається не більше $1', 5$. Результати вимірювань записують в журнал тахеометричної зйомки (табл. 6.10). Всі записи повинні бути виконані олівцем акуратно, чітко, так, щоб їх легко можна було використати при камеральній обробці.

Паралельно з вибором та зйомкою рейкових точок на кожній станції ведуть абрис, тобто схему розміщення рейкових точок відносно зйомочного обґрунтування. Абриси оформляють умовними знаками з пояснюючими підписами, приблизно витримуючи масштаб зйомки, і наносять всі рейкові точки. При цьому показують структурні лінії рельєфу (тальвеги, вододіли, перегини схилів та ін.) і схематично горизонталями рельєф. Стрілками показують напрям основних схилів місцевості між характерними перегинами. За необхідністю від рейкових точок рулеткою промірюють ширину доріг, тротуарів і других подробиць місцевості і показують результати промірів на абрисі з короткими роз'ясненнями.

Таблиця 6.10. Журнал тахеометричної зйомки

№ точки	Відлік						Кут нахилу		Горизонтальна проекція d , м	h' , м	Висота візування, м	Перевіщення h , м	Висота H , м
	на репін		по горизонтальному кругу		по вертикальному кругу		градуси	хвилини					
	градуси	хвилини	градуси	хвилини	градуси	хвилини							

Ст. 1; $I = 1,43$ м;МО = 1'; $H_{ст} = 262,47$ м

1	52,5	7	32	0	47	+0	46	52,5	+0,70	1,43	+0,70	263,17
2	36,2	9	14	2	15	+2	14	36,1	+0,71	1,43	+0,71	263,18
3	66,4	19	08	0	58	+0	57	66,4	+0,50	1,43	+0,50	262,91
4	49,7	26	37	2	26	+2	26	49,6	+1,05	1,43	+1,05	263,52
5	78,3	27	04	359	23	-0	38	78,3	-0,87	1,43	-0,87	261,60
6	61,2	33	18	0	47	+0	46	61,2	+0,82	1,43	+0,82	263,29
7	79,4	37	26	359	12	-0	49	79,3	-1,12	1,43	-1,12	261,35
8	21,3	44	37	357	14	-2	07	21,2	-0,78	1,43	-0,78	261,69
Ст. 2	—	0	01	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Ст. 3; $I = 1,47$; МО = 1'; $H_{ст} = 264,06$ м

9	16,8	5	12	359	21	-0	40	16,8	-0,24	1,47	-0,24	263,82
10	27,3	6	29	358	47	-1	14	27,2	-1,17	1,47	-1,17	262,89

—ст.д.

6.7. Камеральна обробка результатів тахеометричної зйомки

Камеральна обробка матеріалів зйомки включає перевірку польових матеріалів, обчислення позначок всіх рейкових точок на станції, накладку рейкових точок на план, проведення горизонталей та нанесення ситуації.

Горизонтальна проекція відстані від станції до пікетних точок, м,

$$d = D \cos \nu, \quad (6.45)$$

де ν — кут нахилу, який при вимірюванні теодолітом Т30 обчислюють за формулою

$$\nu = L_{\text{в}} - M_0, \quad (6.46)$$

де $L_{\text{в}}$ — відлік по вертикальному кругу при крузі ліво.

Обчисленні значення горизонтальної відстані до рейкових точок округлюють до 0,1 м.

Перевищення між станцією та рейковими точками, м, обчислюють за формулою

$$h_p = h' + I - l, \quad (6.47)$$

де I — висота приладу, м; l — висота візування, м;

$$h' = 0,5d \sin 2\nu. \quad (6.48)$$

Обчислюють позначки рейкових точок, м,

$$H_p = H_{\text{ст}} + h_p, \quad (6.49)$$

де $H_{\text{ст}}$ — позначка станції, м.

Обчислені позначки рейкових точок округлюють до 0,01 м. Всі розрахунки виконують у табличній формі (табл. 6.10) з допомогою мікрокалькулятора.

Рейкові точки наносять на план (рис. 6.6) полярним способом за даними журналу тахеометричної зйомки (табл. 6.10), відліком по горизонтальному кругу (графи 3, 4) та горизонтальною відстанню (графа 9). При побудові використовують транспортир, циркуль-вимірник та масштабну лінійку. Перед побудовою рейкових точок враховують орієнтування інструмента на кожну станцію. Транспортир прикладають центром до тієї станції, з якої виконувалась зйомка цих точок (Ст. 1). Нульовим діаметром транспортир суміщують з лінією, по якій проводилось орієнтування лімба інструмента (Ст. 2). Відкладають по транспортиру значення горизонтального кута на рейкову точку ($\beta_1 = 7^\circ 32'$). На побудованому напрямку циркулем-вимірником у масштабі плану відкладають горизонтальну

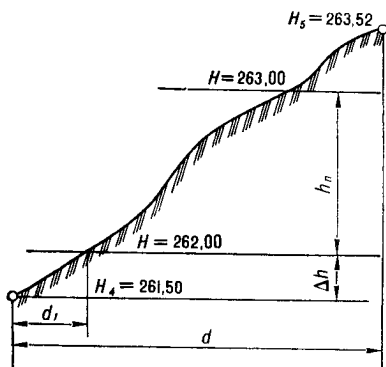


Рис. 6.11. Геометрична суть аналітичного інтерполювання

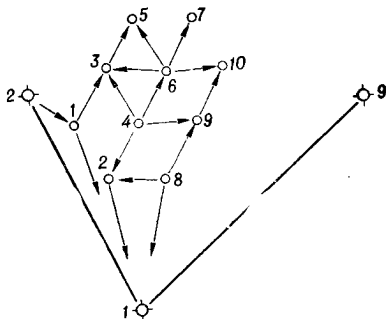


Рис. 6.10. Абрис тахеометричної зйомки

відстань на дану рейкову точку ($d_1 = 52,5$ м). Точку обводять кружком діаметром 1 мм і позначають дробом, у чисельнику якого записують номер точки (1), а в знаменнику — позначку (263,17). Підпис розміщують праворуч від точки. За аналогією виконують побудову всіх рейкових точок. Щоб недопустити грубих помилок, положення побудованих рейкових точок на плані зв'язують з їх зображенням на абрисі. Вказані на абрисі стрілками напрями однорідних схилів (рис. 6.10) повинні відповідати позначкам рейкових точок.

Після побудови рейкових точок на план переносять лінії вододілів і тальвеги. Рельєф місцевості зображують горизонталями з позначками, кратними висоті перерізу рельєфу. Положення горизонталей визначають інтерполюванням між точками, розміщеними на однакових схилах, і з однаковою висотою. Інтерполювання виконують аналітичним або графічним способом.

Суть аналітичного способу полягає в тому, що за відомими позначками рейкових точок на плані між ними визначають положення в плані точок із позначками, висота яких кратна прийнятій висоті перерізу (при масштабі зйомки $1 : 1000$ $h_n = 0,5$ м). Відповідно до геометричної суті аналітичного інтерполювання (рис. 6.11) місцеположення горизонталей у плані, мм,

$$d_1 = \Delta h (H_1 - H_2) / d, \quad (6.50)$$

де Δh — різниця між позначкою рейкової точки та горизонталлю, мм; H_1, H_2 — позначки сусідніх рейкових точок, між якими виконується інтерполювання, м; d — відстань між сусідніми рейковими точками, м.

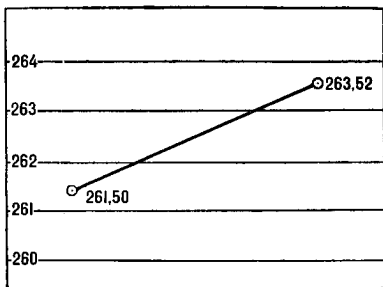


Рис. 6.12. Графічне інтерполювання з допомогою палетки

За аналогією інтерполяцію проводять між усіма рейковими точками, які в абрисі тахеометричної зйомки з'єднані стрілкою, що показує напрям схилу.

У основі графічного способу інтерполювання лежить формула (6.50) пропорційності елементів подібних трикутників. Для інтерполювання використовують палетку. Для

цього на восківці проводять паралельні прямі з довільними, але рівними інтервалами 5—10 мм і підписують їх позначками, що кратні висоті перерізу рельєфу від самої великої. При інтерполюванні (рис. 6.12) між точками палетку накладають на план так, щоб одна із рейкових точок зайняла положення між паралельними лініями восківки відповідно своїй позначці (261, 50). У позначеній точці легонько проколюють восківку. Утримуючи голку вимірника в цій точці, обертають восківку навколо голки доти, поки друга рейкова точка, яку видно через восківку, займе положення, яке відповідає її позначці (263, 52). Закріплюють палетку в цьому положенні голкою циркуля-вимірника і приколюють на план точки перетину паралельних ліній палетки з лінією, яка з'єднує рейкові точки на абрисі, що знаходяться на одному боці схилу. Точки підписують їх позначками, які рівні позначкам відповідних паралельних ліній на палетці. Аналогічно виконують інтерполювання між усіма рейковими точками.

Точки з однаковими позначками, отримані в результаті інтерполювання, з'єднують плавними кривими лініями і наносять горизонталі. Позначки горизонталей підписують у розривах ліній так, щоб низ цифр був у сторону пониження схилу місцевості. Горизонталі з позначками, кратними десяти перерізам рельєфу, креслять товстішими в 2,5 раза. На замкнутих горизонталях і в напрямках характерних ліній наносять бергштрихи. Через контури будов, поверхні дворів і доріг, що покриті асфальтом, горизонталі не проводять. На плані виписують позначки вимощення по кутам споруд. Зображений горизонталями рельєф переріають безпосередньо в полі.

Усі елементи ситуації і рельєф місцевості оформляють, керуючись інструкцією «Условные знаки для топографи-

ческих планов в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000, 1 : 500». Горизонталі креслять і підписують коричневою тушшю з товщиною ліній 0,1 мм. Висоту точок зйомочного обґрунтування і рейкових точок підписують чорною тушшю. Лінію урізу води в річці проводять зеленою тушшю. Рамку плану, решту умовних знаків та написи виконують чорною тушшю.

6.8. Обчислювальна обробка результатів вимірювань з допомогою ЕКОМ

Використання ЕОМ дозволяє значно прискорити, полегшити та збільшити точність обчислень координат теодолітного ходу. Перед розрахунками на ЕОМ розробляють алгоритми та програми вирішення інженерно-геодезичних задач.

Приклад обчислення приросту координати ΔX для замкнутого теодолітного ходу на ЕКОМ «Електроніка» МК-51 наведений у табл. 6.11.

Таблиця 6.11. Порядок обчислення приросту координат ΔX і нев'язки на ЕКОМ «Електроніка» МК-51

Набір числа клавішою	Операційні клавіші	Покази табло	Примітки
20		20	Перевод минут у градуси ($65^{\circ} 20'$)
	+	20	
60	=	60	
	+	0,3333333	
65	=	65	
	=	65,333333	
	F	65,333333	Обчислення $\cos 65^{\circ} 20'$
	cos	0,417339	
$d_{12} = 65,16$ м	×	0,417339	Обчислення ΔX_1
	65,16	65,16	
	=	27,193809	$\Delta X_1 = +27,194$ м
	F, П +	27,193809	Записати в пам'ять
	ЗАП	27,193809	
	C	0	Очистити реєстр C

і т. д.

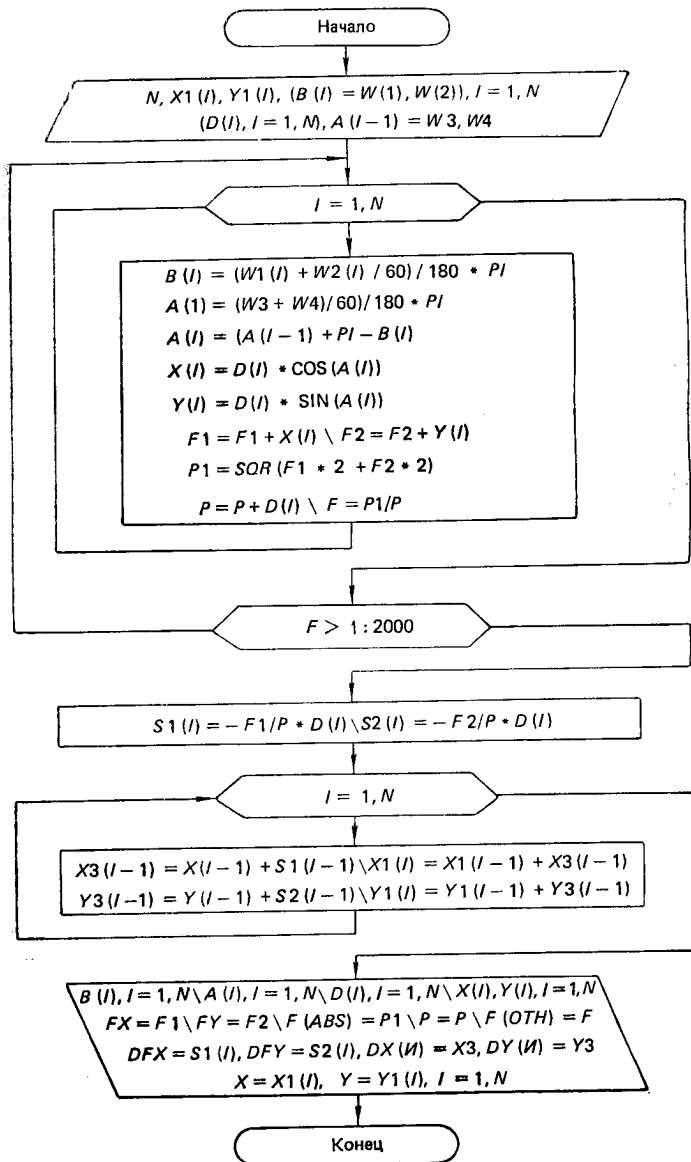


Рис. 6.13. Схема алгоритма обчислювання координат точок

При розрахунках необхідно враховувати такі положення:

1. Якщо приріст координат по осі абсцис ΔX має знак (+), то натискають операційний клавіш (П+), а якщо (-), то натискають клавіш (П-).

2. Приріст координат по осі ординат ΔY обчислюють аналогічно, натискаючи при цьому операційний клавіш (F, sin).

3. Аналогічно обчислюють прирости координат по іншим сторонам теодолітного ходу.

4. Після закінчення розрахунків для отримання лінійної нев'язки f_x або f_y натискають операційні клавіші (F, ПИ).

Координати точок обчислюють на ЕОМ точно і повно відповідно до алгоритму, який визначає послідовність обчислювального процесу за математичною моделлю.

Укрупнена схема такого алгоритму обчислення координат точок теодолітного полігону зображена на рис. 6.13. Кожний блок має відповідне смислове значення та відображує етапи обчислення координат точок теодолітного ходу. У середині кожного блоку коротко описується зміст етапу обчислень. Всі блоки зв'язані між собою стрілками, що показують послідовність розв'язання задачі.

У блок (рис. 6.13) записують всі вихідні дані, необхідні для обчислення координат точок теодолітного ходу: $A(I-1)$ — початковий дирекційний кут; $X_1(I)$, $Y_1(I)$ — координати першої точки; N — кількість сторін теодолітного ходу; $D(I)$ — горизонтальна проекція відстані між точками; $B(I)$ — виправлені кути, при введенні яких градуси відокремлюють від мінут комою.

У арифметичні блоки записують розрахункові залежності, за якими обчислюють координати теодолітного ходу: $B(I) = (W_1(I) + W_2(I)/60/180 * \text{PI})$, $A(I) = (W_3 + W_4)/60/180 * \text{PI}$ — перевід значень виправлених кутів із кутової системи в радіанну; $A(I) = (A(I-1) + \text{PI} - B(I))$ — обчислення дирекційних кутів; $X(I) = D(I) * \cos(A(I))$ — знаходження приросту координат по осі абсцис; $Y(I) = D(I) * \sin(A(I))$ — обчислення приросту координат по осі ординат; $F_1 = F_1 + X(I)$, $F_2 = F_2 + Y(I)$ — обчислення нев'язок в приростах координат; $P = P + D(I)$ — обчислення суми сторін теодолітного ходу; $P_1 = \text{SQR}(F_1^2 + F_2^2)$, $F = P_1/P$ — обчислення абсолютної та відносної нев'язок в приростах координат; $S_1(I) = -F_1/P * D(I)$, $S_2(I) = -F_2/P * D(I)$ — обчислення поправок в прирости координат;

$X_3(I-1) = X(I-1) + S_1(I-1)$, $Y_3(I-1) = Y(I-1) + S_2(I-1)$ — обчислення виправлених приростів координат; $X_1(I) = X_1(I-1) + X_3(I-1)$, $Y_1(I-1) = Y_1(I-1) + Y_3(I-1)$ — обчислення координат точок теодолітного ходу.

Логічні блоки (рис. 6.13) визначають послідовність рішення задач відповідно до формул (6.11—6.26).

Блок виведення результатів обчислень (рис. 6.13) передбачає друкування вихідних і обчислених даних, виправлення кутів В, дирекційних кутів А, відстаней D і суми сторін P; обчислених приростів координат DX та DY, абсолютних FX, FY, F (ABS) та відносної F (отн) нев'язок у приростах координат, поправок у прирости координат DFX, DFY; виправлених приростів координат DX (И), DY (И) та координат X, Y.

Програма мовою Бейсік для ЕОМ «СМ-4», що відповідає алгоритму рис. 6.13.

```

-----
5 REM ПРОГРАММА ВЫЧИСЛЕНИЯ КООРДИНАТ ВЕРШИН ТЕОДОЛИТНОГО ХОДА
6 REM ПО КУРСУ ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОДЕЗИИ.
7 REM
-----
10 OPEN 'SY:ZANU' FOR OUTPUT AS FILE #1
20 PRINT 'ВВЕДИТЕ КОЛ-ВО ТОЧЕК' \ INPUT N
30 PRINT 'ВВЕДИТЕ КООРДИНАТЫ X(1),Y(1)' \ INPUT X1(1),Y1(1)
50 PRINT 'ВВЕДИТЕ ИСПРАВЛЕННЫЕ УГЛЫ В(1),ГРАДУСЫ ОТДЕЛЯЙТЕ'
59 PRINT 'ОТ МИНУТ ЗАПЯТОЙ (ГРАД.,МИН. <ВК>)'
60 FOR I=1 TO N
65 PRINT 'В(I)' \ INPUT W1(I),W2(I)
70 B(I)=(W1(I)+W2(I)/60)/180*PI
75 NEXT I
77 PRINT 'ВВЕДИТЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ПРОЛОЖЕНИЯ D(I)'
80 FOR I=1 TO N \ INPUT D(I) \ NEXT I
85 PRINT 'ВВЕДИТЕ ДИРЕКЦИОННЫЙ УГОЛ МЕЖДУ 1-ОЙ И 2-ОЙ ТОЧКОЙ,'
86 PRINT 'ГРАДУСЫ ОТДЕЛЯЙТЕ ОТ МИНУТ ЗАПЯТОЙ (ГРАД.,МИН. <ВК>).'
88 INPUT W3(1),W4(1) \ A(1)=(W3(1)+W4(1)/60)/180*PI
90 FOR I=2 TO N
100 A(I)=(A(I-1)+PI-B(I))
110 E=A(I)*180/PI \ W3(I)=INT(E) \ W4(I)=INT((E-W3(I))*60)
115 IF W3(I)>360 THEN W3(I)=W3(I)-360
120 NEXT I
130 FOR I=1 TO N
140 X(I)=D(I)*COS(A(I)) \ Y(I)=D(I)*SIN(A(I))
150 F1=F1+X(I) \ F2=F2+Y(I)
170 NEXT I
180 P1=SQR(F1^2+F2^2)
185 FOR I=1 TO N
190 P=P+D(I) \ NEXT I
200 F=P1/P
210 IF F>(1/2000) THEN PRINT #1,F'>(1/2000)'
220 FOR I=1 TO N
230 S1(I)=-F1/P*D(I)
240 S2(I)=-F2/P*D(I)
250 NEXT I
260 FOR I=2 TO (N+1)
265 X3(I-1)=X(I-1)+S1(I-1) \ X1(I)=X1(I-1)+X3(I-1)
270 Y3(I-1)=Y(I-1)+S2(I-1) \ Y1(I)=Y1(I-1)+Y3(I-1)
290 NEXT I
295 PRINT #1,'=====
300 PRINT #1,'I      В      I      А      I      D      I      DX      I      DY      I'
310 PRINT #1,'ГРАД.,МИН.ГРАД.,МИН.      М      I      М      I      М      I'
320 PRINT #1,'=====
    
```

```

330 FOR I=1 TO N
340 PRINT #1,'I'W1(I)TAB(7)W2(I)TAB(11)'I'W3(I)TAB(17)W4(I)TAB(22)'I';
342 PRINT #1,D(I)TAB(33)'I'X(I)TAB(44)'I'Y(I)TAB(55)'I'
350 NEXT I
360 PRINT #1,'=====';
370 PRINT #1 \ PRINT #1 \ PRINT #1
380 PRINT #1,'FX='F1,'FY='F2,'F(ABS)='P1
385 PRINT #1,'P='P,'F(OTH)='F
390 PRINT #1 \ PRINT #1 \ PRINT #1
405 PRINT #1,'=====';
407 PRINT #1,'=====';
410 PRINT #1,'I      DFX      I      DFY      I DX(I)  I      DY(I) I';
415 PRINT #1,'  X      I      Y      I'
420 PRINT #1,'=====';
422 PRINT #1,'=====';
430 FOR I=1 TO N
440 PRINT #1,'I'S1(I)TAB(16)'I'S2(I)TAB(32)'I'X3(I)TAB(43)'I'Y3(I);
450 PRINT #1,TAB(54)'I'X1(I)TAB(65)'I'Y1(I)TAB(76)'I'
460 NEXT I
470 PRINT #1,'=====';
472 PRINT #1,'=====';
500 PRINT #1 \ PRINT #1,TAB(60)'ВПИ-ВІННИЦА!'
688 CLOSE
999 END

```

Запитання та завдання для самоперевірки

1. Яким умовам щодо розміщення повинні відповідати теодолітні ходи?
2. Визначте склад і послідовність польових робіт при теодолітній зйомці.
3. Як визначити кутову нев'язку та її граничне значення у полігоні та діагональному теодолітному ході?
4. Порядок ув'язки кутів у полігоні та діагональному теодолітному ході.
5. Яка послідовність обчислення та контролю дирекційних кутів сторін теодолітного ходу?
6. Який порядок обчислення значень та знаків приростів координат у теодолітному ході?
7. Як обчислюють нев'язку у приростах координат та її граничне значення у полігоні та діагональному ході?
8. Як виконують ув'язку приростів координат?
9. Який порядок обчислення координат вершин полігону та контролю за обчисленням?
10. Порядок графічної обробки матеріалів теодолітної зйомки.
11. Склад польових робіт і прилади, що використовуються при тахеометричній зйомці.
12. Порядок обробки журналу тахеометричної зйомки.
13. Порядок та склад камеральних робіт при обробці результатів тахеометричної зйомки.
14. За матеріалами вимірювань на місцевості горизонтальних кутів та довжин ліній, а також за заданим дирекційним кутом однієї із сторін і координатами однієї точки обчисліть координати вершин полігону та діагонального ходу.
15. Побудуйте сітку квадратів і нанесіть за координатами вершин полігону та діагонального ходу.
16. За матеріалами абрисів нанесіть на план ситуацію.
17. Обчисліть позначки рейкових точок, нанесіть їх на план і з допомогою інтерполювання знайдіть положення горизонталей.

ГЛАВА 7

ПОБУДОВА ПРОФІЛЮ ТРАСИ ЛІНІЙНОЇ СПОРУДИ І ПРОЕКТУВАННЯ ЗА ПРОФІЛЕМ

7.1. Геодезичні роботи при польовому трасуванні

Роботи при трасуванні лінійних споруд включають складання проекту, рекогносцировку трас, розбивку пікетажа, нівелювання траси та складання її профілю. За планами або картами намічають найімовірніші напрями трас, що відповідають всім технічним умовам. Трасу прив'язують до пунктів державної геодезичної мережі висотної опори, місцеположення марок і реперів якої визначають заздалегідь.

Перед нівелюванням траси закріплюють її початок, кінець та кути повороту і розбивають пікетаж. Розбивка пікетажу полягає в тому, що по осі траси відкладають відрізки, горизонтальні проекції яких дорівнюють 100 м, і позначають всі інші точки, які підлягають нівелюванню. Кінець кожного відрізка називають пікетом і позначають дерев'яним кілком, який забивають врівень із землею. Поряд із пікетним кілком забивають сторожок, на якому записують номер пікету (наприклад, ПК 4). Початок траси позначають ПК 0 «пікет-нуль». Характерні точки злому рельєфу місцевості між пікетами також позначають кілками. Ці точки називають *плюсовими* (ПК 1 + 80). Їх місцеположення визначається відстанню від пройденого пікету (80 м від ПК 1). Вершини кутів повороту траси позначають ВК1, ВК2. Одночасно з розбивкою пікетажу виконують зйомку смуги місцевості, що прилягає до траси. При розбивці пікетажу результати вимірювань заносять у пікетажний журнал (рис. 7.1), в якому вказують значення кутів повороту траси, номери всіх пікетів і плюсових точок, а також викреслюють абрис зйомки смуги землі вздовж траси. Трасу зображують умовно в випрямленому вигляді, а кути повороту позначають стрілками. У пікетажному журналі відмічають номери всіх реперів і їх місцерозташування, а також дані, що характеризують криві.

Для характеристики рельєфу смуги, де буде виконуватися будівництво, розбивають поперечні профілі перпендикулярно до осі траси по обидві сторони. Поперечні профілі розташовують на такій відстані один від другого, щоб місцевість між ними мала однаковий уклон.

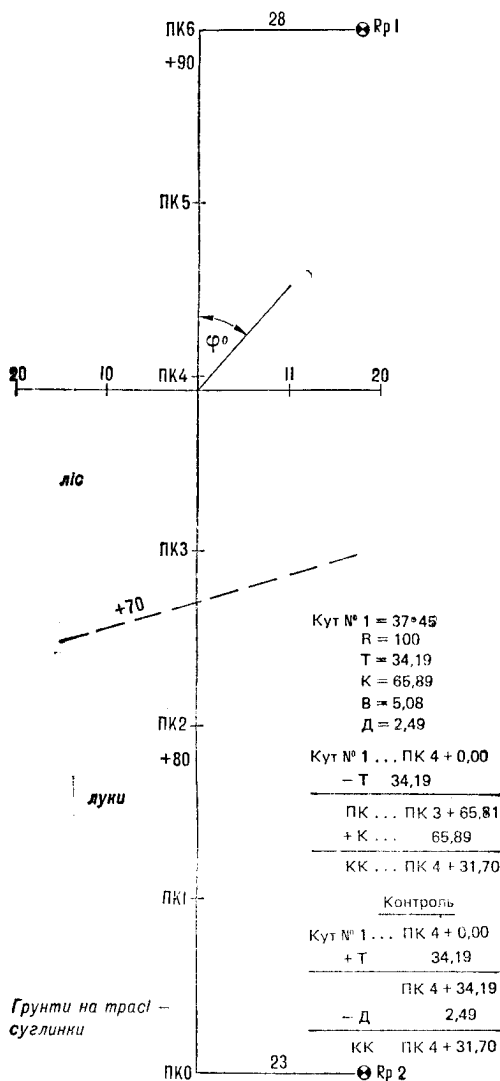


Рис. 7.1. Пикетажний журнал

Вихідними даними для обчислення елементів кривих є кут повороту φ та радіус R (рис. 7.1, 7.2).

Елементи горизонтальної кругової кривої, м, визначають з допомогою спеціальних таблиць або обчислюють за формулами

$$T = R \operatorname{tg} \varphi / 2; \quad (7.1)$$

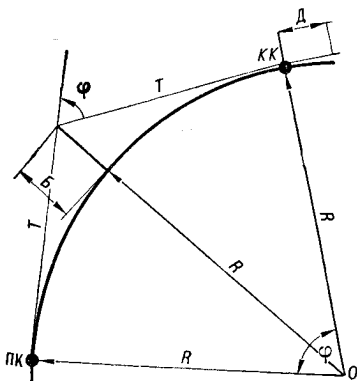


Рис. 7.2. Елементи кривої

$$K = \pi R \varphi / 180^\circ; \quad (7.2)$$

$$D = 2T - K; \quad (7.3)$$

$$B = R / \text{ctg}(\varphi/2 - 1), \quad (7.4)$$

де T — довжина тангенсу; K — довжина кривої; D — домір; B — бісектриса; R — радіус кривої; φ — кут повороту.

Початок та кінець кривої, м, обчислюють за виразами

$$ПК = BK - T; \quad (7.5)$$

$$КК = BK + T - D, \quad (7.6)$$

де BK — відстань від початку траси до вершини кута повороту, м.

Результати розрахунків основних елементів кривих записують у пікетажну книжку (рис. 7.1).

За дирекційним кутом, кутом першого прямого відрізка та кутом повороту траси обчислюють дирекційні кути та румби наступних ділянок траси:

$$\alpha_{n+1} = \alpha_n + \varphi_{\text{пр}}; \quad (7.7)$$

$$\alpha_{n+1} = \alpha_n - \varphi_{\text{лів}}, \quad (7.8)$$

де α_n — дирекційний кут попередньої лінії; $\varphi_{\text{пр}}$ — правий кут повороту траси; $\varphi_{\text{лів}}$ — лівий кут повороту траси.

За результатами нівелювання траси отримують висоти всіх пікетажних точок, точок поперечних профілей та головних точок кривих. Нівелювання виконують способом із середини з обов'язковим виконанням умови, що відстані від нівеліра до пікетів однакові.

Нівелір можна встановлювати у створі лінії або виносити у бік. При нівелюванні визначають перевищення кожної наступної пікетної точки над попередніми, тобто між всіма зв'язуючими точками.

На кожній станції спочатку нівелюють зв'язуючі точки, для чого беруть відліки спочатку на задній, а потім на передній рейці. Перед тим як брати відліки, контролюють положення рівнів, тобто встановлюють промінь візування зорової труби нівеліра у горизонтальне положення. Для контролю і збільшення точності нівелювання перевищення між зв'язуючими точками визначають за другим боком рейок, якщо вони двохсторонні. При роботі з односторонніми рейками міняють висоту приладу не менше ніж на

10 см. Результати відліків записують в журнал нівелювання траси (табл. 7.1). При нівелюванні проміжних точок відліки роблять тільки на основному боці рейки. При нівелюванні крутих схилів, коли промінь візування в один бік втикається у землю, а у другий — проходить вище рейки, роблять додаткові зв'язуючі точки («іксові»: X_1, X_2). Відстані до «іксових» точок не вимірюють, але їх чітко відмічають на місцевості. Як зв'язуючі точки на крутому схилі можуть бути використані плюсові. Початок і кінець траси прив'язують до найближчих реперів.

7.2. Обробка журналу технічного нівелювання

Вихідними даними для обробки журналу є результати польового трасування, що представлені в журналі технічного нівелювання. Перевищення між зв'язуючими точками, мм, обчислюють за формулами

$$h' = Z_{\text{чр}} - П_{\text{чр}}; \quad (7.9)$$

$$h'' = Z_{\text{чв}} - П_{\text{чв}}, \quad (7.10)$$

де $Z_{\text{чр}}, Z_{\text{чв}}$ — задні відліки відповідно на чорному і червоному боках рейки, мм; $П_{\text{чр}}, П_{\text{чв}}$ — передні відліки відповідно на чорному і червоному боках рейки, мм.

Різниця між перевищеннями, обчисленими за чорним і червоним боками рейок, не повинна перевищувати ± 5 мм. Обчислені перевищення в залежності від їх знаку записують у графу 6 або 7 (табл. 7.1). Визначають середнє перевищення, мм:

$$h_{\text{ср}} = (h' + h'')/2. \quad (7.11)$$

Значення середнього перевищення округлюють до 1 мм і в залежності від знаку записують у графу 8 або 9 (табл. 7.1).

Для здійснення посторінкового контролю обчислення перевищень знаходять суми всіх чисел, що записані в графах 3, 4, 6—9 (табл. 7.1). Контролем правильності обчислень на кожній сторінці журналу є додержання рівностей

$$(\Sigma Z - \Sigma П)/2 = (\Sigma h)/2 = \Sigma h_{\text{ср}}, \quad (7.12)$$

де сума всіх задніх відліків на чорному та червоному боках рейок (сума графи 3 табл. 7.1), мм

$$\Sigma Z = \Sigma Z_{\text{чв}} + \Sigma Z_{\text{чр}}; \quad (7.13)$$

сума всіх передніх відліків на чорному та червоному боках рейок (сума графи 4 табл. 7.1), мм:

$$\Sigma П = \Sigma П_{\text{чв}} + \Sigma П_{\text{чр}}; \quad (7.14)$$

Таблиця 7.1. Журнал нівелювання траси

№ станції	№ голяків	Відліки на рейках, мм			Перевіщення, мм		Середнє перевіщення, мм		Горизонт провіда, м	Позначки, м	
		задні	передні	проміжні	+	-	+	-		H _{0,00}	H _{0,01}
1	2	3	1	5	6	7	8	10	11	12	
1	Рр 1	2840							123,123	123,12	
		7523									
2	ПК 0		1375		1465	+2			124,591	124,59	
			6057		1466	1466					
2	ПК 0	2758							124,591		
		7441									
3	ПК 1		0748		2010	+2			126,604	126,60	
			3429		2012	2011					
3	ПК 1	0620							126,604		
		5304									
x			2750			2130	+2				
			7434			2130	2130				
4	x	0809								124,476	
		5494								124,476	
										+2	
										1756	
										1757	

5	ПК 1+	2565				122,722	122,72
	+80	7251					
	ПК 1+		2875			122,722	
	+80		7560				
	ПК 2	0525					
		5208					
6	ПК 2		0125			125,075	125,08
			4810				
	ПК 2+			2825			
	+70			2829			
	ПК 3	2950	2015			125,200	
		7630					
7	ПК 3					122,250	122,25
						122,250	
8	ПК 4	0666					
		5353					
	ПК 4					124,473	124,47
	ПК 4	2987					
		7574					
	праворуч					124,460	
	+20		0512				
	+11		0978				
						126,948	126,95
						126,482	126,48
	ліворуч						
	+10		1654				
	+20		2345				
	ПК 5	0198				125,806	125,81
		4783				125,115	125,12
						127,265	127,26

№ станції	№ точки вивчення	Відліки на рейках, мм			Перевіщення, мм		Середнє перевіщення, мм			Горизонт прилада, м	Позначки, м	
		задні	передні	проміжні	+	-	+	-	H _{0,001}		H _{0,01}	
9	ПК 5	2468 7149	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
					1234 1230		+2 1232				127,268	
10	ПК 6	0662 5347	4 5919								128,499	
					0753 0755		+1 0754				128,499	
	Рр 2		1415 6102								127,746	
		84 807	75 601		24 141	14 935	12 071	7467			127,75	

$$\frac{\Sigma 3 - \Sigma \Pi}{2} = 9206 \text{ мм } \Sigma h = 9206 \text{ мм } \Sigma h_{\text{ср}} = 4604 \text{ мм } \Sigma h_p = 4623 \text{ мм}$$

$$f_h = \Sigma h_{\text{ср}} - \Sigma h_r = 4604 - 4623 = -19 \text{ мм}$$

$$f_{\text{доп}} = \pm 50 \sqrt{L} = \pm 50 \sqrt{0,6} = \pm 39 \text{ мм}$$

Σh — алгебраїчна сума обчислених перевищень (сума граф 6 та 7 табл. 7.1); Σh_{cp} — алгебраїчна сума середніх перевищень (сума граф 8 та 9 табл. 7.1).

Нев'язка нівелірного ходу, мм:

$$f_h = \Sigma h_{cp} - \Sigma h_T, \quad (7.15)$$

де Σh_T — теоретична сума перевищень, мм:

$$\Sigma h_T = H_{Rp2} - H_{Rp1}, \quad (7.16)$$

де H_{Rp2} , H_{Rp1} — позначки реперів.

Побудова проектної лінії:

1. На ПК 0 висоту насипі прийняти 1 м.
2. Від ПК 0 до ПК 2 уклон $i_1 = -0,006$.
3. Від ПК 2 до ПК 4 уклон $i_2 = 0,000$.
4. Від ПК 4 до ПК 6 уклон $i_3 = +0,014$.

Нев'язка в перевищеннях зв'язуючих точок не повинна перевищувати граничну допустиму нев'язку ходу технічного нівелювання, мм:

$$f_{hдоп} = \pm 50 \sqrt{L}, \quad (7.17)$$

де L — кількість кілометрів в ході.

Якщо кількість станцій нівелювання перевищує 25 на 1 км ходу, то допустиму нев'язку, мм, обчислюють за формулою

$$f_{hдоп} = 10 \sqrt{n}, \quad (7.18)$$

де n — кількість станцій у ході.

Якщо фактична нев'язка не більша від допустимої:

$$f_h \leq f_{hдоп}, \quad (7.19)$$

то в середні перевищення (графи 8 та 9 табл. 7.1) вносять поправки з оберненим знаком нев'язки, які знаходять за виразом

$$\delta_n = -f_h/n. \quad (7.20)$$

Поправки розподіляють порівно на всі перевищення. Сума всіх поправок повинна дорівнювати нев'язці з оберненим знаком. Поправки записують зверху над середніми значеннями перевищень (графи 8 та 9 табл. 7.1).

Якщо фактична нев'язка більша від допустимої, то допущено грубу помилку в обчисленні перевищень або в польових спостереженнях. Помилку можна виявити, повторивши ці роботи.

Позначки зв'язуючих точок обчислюють послідовно, починаючи з першої, за правилом: позначка наступної

точки дорівнює позначці даної плюс виправлене перевищення між ними, м:

$$H_1 = H_{Rp1} + h_1; \quad (7.21)$$

$$H_n = H_{n-1} + h_n, \quad (7.22)$$

де H_1, H_{n-1}, H_n — позначка першої, наступної та попередньої точок, м; h_1, h_n — виправлені перевищення, м.

Обчислені за формулами (7.21), (7.22) позначки зв'язуючих точок записують у графу 11 табл. 7.1 у рядках відповідних пікетів. Контролем правильності обчислення позначок є одержання відомої позначки кінцевої точки, яка в прикладі дорівнює позначці другого репера H_{Rp2} .

Позначки проміжних точок та точок поперечників обчислюють, використовуючи горизонт приладу, м:

$$ГП = H_A + a; \quad (7.23)$$

$$H_C = ГП - c, \quad (7.24)$$

де H_A, H_C — позначки відповідно зв'язуючої та проміжної точок, м; a, c — відліки на рейках, встановлених відповідно на зв'язуючій і проміжній точках, м.

Значення горизонту приладу записують в графу 10 табл. 7.1 у рядок, що відповідає зв'язуючій точці. Позначки проміжних точок та точок поперечників записують у відповідні рядки графи 11 табл. 7.1.

7.3. Побудова поздовжнього і поперечного профілів траси

Поздовжні та поперечні профілі як графічні моделі рельєфу місцевості по трасі лінійної споруди є обґрунтуванням інженерно-геодезичних розрахунків при проектуванні за профілем. Поздовжні та поперечні профілі будують за матеріалами пікетажного журналу (рис. 7.1) та журналу нівелювання (табл. 7.1).

Поздовжній профіль траси будують на міліметровці в масштабах: горизонтальний 1 : 2000, вертикальний 1 : 200. Побудову виконують у такому порядку:

1. Унизу викреслюють сітку профіля з графами, змістом і розмірами, що відповідають рис. 7.3.

2. У заданому горизонтальному масштабі 1 : 2000 відкладають усі пікети і заповнюють графу відстаней. При цьому вказують тільки відстані від пікета до плюсових точок. Відстань 100 м між пікетами, коли відсутні плюсові точки, не пишуть.

3. Заповнюють графу «Фактичні позначки», виписуючи їх із журналу нівелювання (графа 12 табл. 7.1).

4. У графі «План траси» посередині проводять вісь траси, яка умовно розвернута у пряму лінію, і умовними знаками показують ситуацію вздовж траси.

5. У графі «Ґрунти» вказують типи ґрунтів уздовж траси відповідно до пікетажної книжки.

6. Напрямок та довжину окремих прямих ділянок трас вказують у графі «План прямих та кривих». Тут також вказують місцезположення і параметри кривих відповідно виконаним розрахункам. Криві при поворотах праворуч позначають дужками опуклістю догори, а при поворотах ліворуч — опуклістю донизу.

7. За даними граф «Фактичні позначки» та «Відстань» будують лінію профіля. Висоту точок відкладають уверх від лінії умовного горизонту H_y , який визначають залежно від мінімальної фактичної позначки H_m та глибини майбутніх земляних робіт, м:

$$H_y = H_m - 8. \quad (7.25)$$

Примітка. В прикладі найбільшу глибину земляних робіт прийнято 8 м.

Обчислену позначку умовного горизонту округлюють до 10 м. На профілі ліворуч будують вертикальний масштаб, який полегшує побудову. Над лінією профіля показують положення реперів з їх позначками і координатами відносно траси.

Поперечний профіль будують у однакових горизонтальних та вертикальних масштабах 1 : 500. Внизу профіля креслять графі «Фактичні позначки» та «Відстань» шириною відповідно 1,5 та 1 см. Горизонтальні відстані, які беруть з графі 2 табл. 7.1, відкладають ліворуч та праворуч від вертикального відрізка, що співпадає з напрямком осі траси. Графі поперечного профіля заповнюють даними з журналу нівелювання (графа 12 табл. 7.1). Лінію поверхні землі поперечного профіля будують за фактичними позначками відносно умовного горизонту, який приймається таким же, як і для поздовжнього профілю. Над поперечним профілем вказують його місцезположення.

7.4. Нанесення проектної лінії і обчислення позначок проектних точок

При нанесенні проектної лінії розглядається декілька доцільних варіантів і вибирається такий, який має найкращі техніко-економічні показники. При цьому необхідною

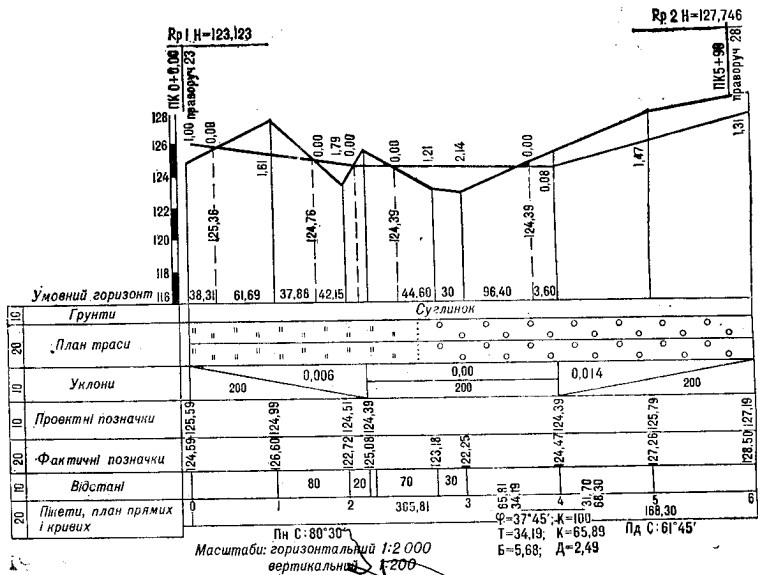


Рис. 7.3. Поздовжній профіль траси лінійної споруди

умовою є дотримання рівності об'ємів виїмки та насипу, тобто збалансування земляних робіт. Уклони окремих ділянок проектної лінії не повинні перевищувати допустимих.

Вихідними даними для нанесення проектної лінії є уклони окремих ділянок траси та початкова проектна позначка, яку вибирають залежно від позначки точки примикання до існуючої або проектної споруди (рис. 7.3).

Уклони проектної лінії визначають за формулою

$$i = (H_k - H_n)/d, \quad (7.26)$$

де H_n , H_k — відповідно позначки початку та кінця проектної лінії, м; d — горизонтальна проекція між початком і кінцем ділянки траси, м.

У графі «Уклони» в місцях зміни уклонів проводять вертикальну риску. На виділених ділянках у бік уклону проводиться діагональ, зверху якої вказують уклон у тисячних, а знизу — протяжність траси з даним уклоном у метрах. На ділянці траси з нульовим уклоном посередині графі проводять горизонтальну риску.

За заданими уклонами ділянок траси для нанесення проектної лінії на профіль обчислюють позначки точок, у яких змінюється уклон, м:

$$H_k = H_n + id. \quad (7.27)$$

За розрахованими за формулою (7.27) характерними точками наносять початок та кінець траси на профіль. З'єднавши точки між собою, одержують положення проектної лінії профіля.

Проектні позначки проектної лінії, м, знаходять за принципом, що проектна позначка наступної точки дорівнює позначці попередньої точки плюс добуток уклону проектної лінії на відстань між точками:

$$H_n^q = H_{n-1}^q + i_n d_n, \quad (7.28)$$

де H_{n-1}^q , H_n^q — проектні позначки відповідно попередньої та наступної точок проектної лінії, м; i_n — уклон даної ділянки проектної лінії; d_n — горизонтальна проекція ділянки проектної лінії між точками, м.

Проектні позначки буде визначено вірно, якщо в кінці проектної лінії з даним уклоном одержимо значення проектної позначки, що дорівнює значенню, обчисленому за допомогою формули (7.27). Обчислені за формулою (7.28) позначки округлюють до 0,01 м і записують у графу проектних позначок поздовжнього профіля (рис. 7.3).

На горизонтальній ділянці проектної лінії проектні позначки записують тільки на її кінцях. На кожному пікеті та плюсовій точці обчислюють робочі позначки, що визначають глибину виїмки або висоту насипу, м:

$$\Delta H = H_{\text{пр}} - H_{\text{ф}}. \quad (7.29)$$

Значення робочих позначок записують: глибину виїмки — над проектною лінією, а висоту напису — під нею (рис. 7.3). В точках нульових робіт, де перетинається чорна лінія профіля з проектною, записують позначку 0,00. Проектні та робочі позначки обчислюють у табличній формі за допомогою мікрокалькулятора (табл. 7.2).

Горизонтальні відстані до точок нульових робіт, м, обчислюють за формулами:

від ближнього заднього пікета

$$X = \Delta H_3 d / (\Delta H_3 + \Delta H_{\text{п}}); \quad (7.30)$$

від ближнього переднього пікета

$$Y = \Delta H_{\text{п}} d / (\Delta H_3 + \Delta H_{\text{п}}), \quad (7.31)$$

де H_3 , $\Delta H_{\text{п}}$ — абсолютні значення відповідно задньої та передньої робочих позначок, м; d — горизонтальна проекція між задньою і передньою точками, м.

Таблиця 7.2. Відомість обчислення проектних і робочих позначок

№ пікета	Відстань d , м	Уклов i	Перевищення h , м	Позначки, м		
				$H_{пр}$	$H_{ф}$	$\Delta H = H_{пр} - H_{ф}$
ПК 0				125,59	124,59	+1,00
ПК 1	100,00	-0,006	-0,60	124,99	126,60	-1,61
ПК 1+80	80,00	-0,006	-0,48	124,51	122,72	+1,79
ПК 2	20,00	-0,006	-0,12	124,39	125,08	-0,69
ПК 2+70	70,00	0,000	0,00	124,39	123,18	+1,21
ПК 3	30,00	0,000	0,00	124,39	122,25	+2,14
ПК 4	100,00	0,000	0,00	124,39	124,47	-0,08
ПК 5	100,00	+0,014	+1,40	125,79	127,26	-1,47
ПК 6	100,00	+0,014	+1,40	127,19	128,50	-1,31

Контролем обчислення відстані до точки нульових робіт є рівність

$$d = X + Y. \quad (7.32)$$

Позначки точок нульових робіт, м, обчислюють за формулами

$$H_0 = H_з \pm i_n X; \quad (7.33)$$

$$H_0 = H_п \pm i_n Y, \quad (7.34)$$

де $H_з$, $H_п$ — відповідно задня та передня проектні позначки, м.

Позначки точок нульових робіт і відстані до них записують на поздовжньому профілі над лінією умовного горизонту (рис. 7.3).

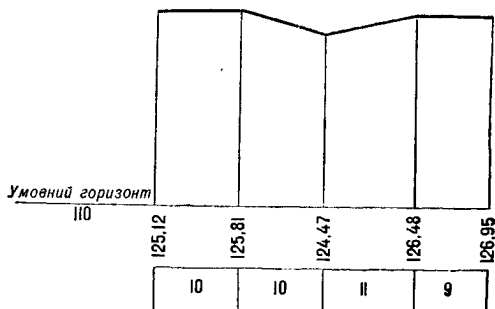


Рис. 7.4. Профіль поперечника на ПК4

Поперечні профілі (рис. 7.4) будують над відповідними точками поздовжнього профіля. Порядок побудови такий самий, як і для поздовжнього профіля. Їх викреслюють у більшому масштабі, бо вони повинні бути більш детальними, ніж поздовжні профілі.

Запитання та завдання для самоперевірки

1. Склад польових робіт при трасуванні лінійних споруд.
2. Який порядок роботи на станції при технічному нівелюванні?
3. Назвіть елементи кругової кривої.
4. Склад та послідовність обробки журналу технічного нівелювання.
5. Порядок складання профілю та заповнення профільної сітки.
6. У чому полягає проектування за профілем?
7. Як обчислюють уклон лінії та робочі позначки?
8. Обчисліть елементи кругової кривої та складіть пікетажний журнал.
9. За результатами нівелювання виконайте обробку журналу технічного нівелювання.
10. Побудуйте поздовжній та поперечний профілі траси лінійної споруди і виконайте проектування за профілем.

ГЛАВА 8

ГЕОДЕЗИЧНІ РОЗРАХУНКИ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ВЕРТИКАЛЬНОГО ПЛАНУВАННЯ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА

8.1. Складання топографічного плану будівельного майданчика за результатами нівелювання поверхні по квадратах

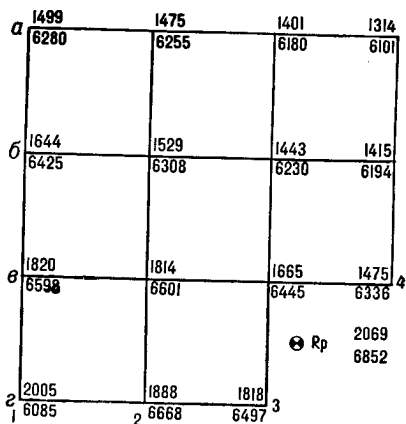
Геодезичним обґрунтуванням при проектуванні вертикального планування є топографічний план будівельного майданчика, який розбивають на рівні квадрати з стороною від 10 до 100 м залежно від стадії проектування та характеру рельєфу місцевості. Топографічний план складають за результатами геометричного нівелювання поверхні. Нівелювання поверхні по квадратах застосовують на відкритій місцевості із спокійним рельєфом. Залежно від характеру місцевості, висоти перерізу рельєфу, масштабу та призначення плану вибирають квадрат з стороною 10, 20 або 40 м.

Розбивку квадратів на місцевості виконують теодолітом та стрічкою. Спочатку будують сітку великих квадратів із стороною 100—200 м і більше. Для цього на границі ділянки з допомогою теодоліта та стрічки будують прямокутник, який розбивають на основні квадрати з стороною

100—200 м. Всередині основних квадратів розбивають та закріплюють заповнювальні квадрати з стороною 10, 20 або 40 м. Вершини основних квадратів закріплюють стовпами, а заповнювальних — дерев'яними кілками. По сторонах основних квадратів прикладають теодолітно-нівелірний хід, що опирається на пункти геодезичної мережі. Після обробки результатів вимірювань отримують координати та позначки вершин основних квадратів.

Одночасно з розбивкою квадратів закріплюють плюсові точки в характерних місцях рельєфу з промірами відстаней до вершин або сторін квадратів. Після розбивки квадратів викреслюють схему, на якій показують усі закріплені точки, результати зйомки ситуації та характерні лінії рельєфу.

Порядок нівелювання залежить від розмірів квадрата. Якщо квадрати мають сторону 50 м і більше, то кожний з них нівелюють окремо способом із середини. Спочатку нівелюють всі квадрати по зовнішньому контуру. Квадрати, що всередині, нівелюють через один. Польовим контролем результатів нівелювання є рівність відліків, що лежать навхрест і отримані на вершинах суміжних сторін квадрата. Допустиме відхилення не повинно перевищувати ± 10 мм. Малі квадрати з стороною менше 50 м нівелюють з обмеженої кількості станцій. Вибір станції передбачає створення в межах ділянки замкнутого нівелірного ходу. Довжина сторони ходу при нівелюванні виражає кількість квадратів, що нівелюють одночасно, і не повинна перевищувати 200 м. Польовий контроль такий же, як і при нівелюванні великих квадратів.



Відліки беруть на чорному та червоному боках рейки і записують на схемі нівелювання в вершинах квадратів (рис. 8.1).

Позначки вершин квадратів, м, обчислюють через горизонт приладу:

$$H_{\text{чор}} = \text{ГП}_{\text{чор}} - C_{\text{чор}}; \quad (8.1)$$

$$H_{\text{чер}} = \text{ГП}_{\text{чер}} - C_{\text{чер}}, \quad (8.2)$$

Рис. 8.1. Дані нівелювання поверхні по квадратах із стороною 20 м

Таблиця 8.1. Відомість обчислення позначок вершин квадратів

Координати вершин	Горизонт приладу, м		Позначки вершин, м		
	ГП _{чор}	ГП _{чер}	H _{чор}	H _{чер}	H _{0,01}
a1	82,016	85,899	80,517	80,519	80,52
a2			80,541	80,544	80,54
a3			80,615	80,619	80,62
a4			80,702	80,698	80,70
b1	82,016	85,799	80,372	80,374	80,37
b2			80,487	80,491	80,49
b3			80,573	80,569	80,57
b4			80,601	80,605	80,60
v1	82,016	85,799	80,196	80,201	80,20
v2			80,202	80,198	80,20
v3			80,351	80,354	80,35
v4			80,459	80,463	80,46
z1	82,016	85,799	80,011	80,014	80,01
z2			80,128	80,131	80,13
z3			80,298	80,302	80,30

де $H_{\text{чер}}$ — позначки вершин квадратів, обчислені відповідно за відліками на чорному $C_{\text{чор}}$ та червоному $C_{\text{чер}}$ боках рейки, м; ГП_{чор}, ГП_{чер} — горизонт приладу, обчислений для чорного та червоного боків рейки, м:

$$\text{ГП}_{\text{чор}} = H_R + a_{\text{чор}}; \quad (8.3)$$

$$\text{ГП}_{\text{чер}} = H_R + a_{\text{чер}}, \quad (8.4)$$

де H_R — позначка репера (79,947 м); $a_{\text{чор}}$, $a_{\text{чер}}$ — відліки на чорному та червоному боках рейок, установлених на репері, м (рис. 8.1):

$$\text{ГП}_{\text{чор}} = 79,947 + 2,069 = 82,016 \text{ м};$$

$$\text{ГП}_{\text{чер}} = 79,947 + 6,852 = 86,799 \text{ м}.$$

Всі розрахунки виконують у табличній формі з допомогою мікрокалькулятора (табл. 8.1). Різниця позначок вершин, обчислених за відліками чорного та червоного боків рейок, не повинна перевищувати 8 мм. Одержані позначки вершин округлюють до 0,01 м і записують у графу $H_{0,01}$ (табл. 8.1).

За результатами обчислення позначок вершин квадратів складають топографічний план будівельного майданчика. Побудова топографічного плану включає нанесення на аркуш паперу в масштабі 1 : 500 сітки квадратів, проведення горизонталей з висотою перерізу рельєфу через 0,25 м та нанесення існуючих контурів ситуації. Сітку квадратів

викреслюють чорною тушшю. Біля кожної вершини квадрата вписують її позначку з табл. 8.1, округлену до 0,01 м (див. рис. 8.4). Рельєф місцевості зображають горизонталями. Місцеположення горизонталі визначають інтерполюванням між точками, що знаходяться на однорідному схилі. На плані точки, висота яких кратна прийнятій висоті перерізу 0,25 м, знаходять аналітичним або графічним інтерполюванням.

Суть *аналітичного способу* полягає в тому, що за відомими позначками вершин квадратів на плані між цими точками визначають положення точок з позначками, кратними прийнятій висоті перерізу, шляхом рішення подібних трикутників (рис. 8.2, а, б).

Відстань від горизонталі, кратної висоті перерізу рельєфу (в прикладі для точки $MH = 80,50$ м), до вершини квадрата в3, мм:

$$d_1 = \Delta h_1 d / (H_{63} - H_{e3}), \quad (8.7)$$

де d — сторона квадрата, що дорівнює 20 м; H_{63} , H_{e3} — позначки вершин квадратів $b3$, $e3$, м; Δh_1 — різниця між позначкою вершини $e3$ і кратною горизонталлю ($H = 80,50$ м), м;

$$d_1 = \frac{80,35 - 80,50}{80,57 - 80,35} 20 = 13,63 \text{ м.}$$

Відстань від наступної горизонталі, кратної висоті перерізу рельєфу, до вершини квадрата $e4$, м:

$$d_2 = \Delta h_2 d / (H_{e4} - H_{64}), \quad (8.8)$$

де Δh_2 — різниця між позначкою вершини $e4$ і наступною кратною горизонталлю ($H = 80,50$) м:

$$d_2 = \frac{80,50 - 80,46}{80,60 - 80,46} 20 = 5,71 \text{ м.}$$

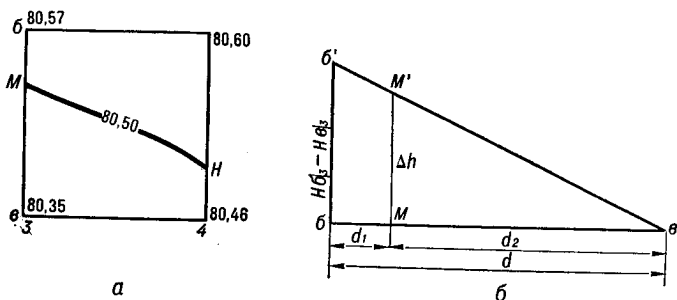


Рис. 8.2. Аналітичний спосіб інтерполювання:

а — інтерполювання між вершинами квадрата; б — визначення на стороні квадрата положення точки, що кратна прийнятій висоті перерізу

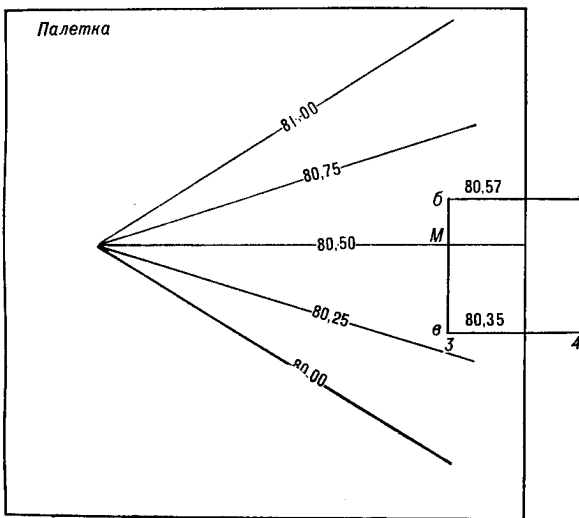


Рис. 8.3. Графічний спосіб інтерполювання

Відстані d_1 і d_2 відкладають в масштабі 1 : 500 від вершин квадратів $в3$ і $в4$. В результаті відкладання відстаней отримують місцеположення на сторонах квадрата горизонталі, кратної висоті перерізу рельєфу, $H = 80,50$ м. Аналогічно проводять інтерполювання на решті сторін всіх квадратів та їх діагоналей. Через точки з однаковими висотами коричневою тушшю проводять однойменні горизонталі. В розриві між горизонталями підписують висоту горизонталі у бік вершини.

Графічний спосіб інтерполювання базується на формулах (8.7) та (8.8) пропорційності елементів подібних трикутників. Для інтерполювання використовують палетку, яку виготовляють на міліметровці або восківці, проводячи на довільних, але рівних між собою відстанях промені, що виходять з однієї точки (рис. 8.3). Кожну лінію підписують позначками, кратними висоті перерізу рельєфу 0,25 м від самої малої до самої високої.

Для інтерполювання по стороні квадрата $б3$ палетку накладають на сітку квадратів так, щоб вершина квадрата (точка $в3$) зайняла положення між похилими лініями восківки відповідно до своєї позначки ($H_{в3} = 80,35$ м). Легенько проколюють голкою восківку у наміченій точці, повертають восківку навкруг цієї голки доти, доки друга вершина квадрата (точка $б3$), яку видно через восківку, не розміститься відповідно своїй позначці ($H_{б3} = 80,57$ м).

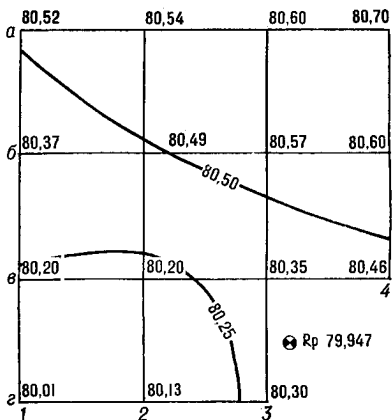


Рис. 8.4. Топографічний план будівельного майданчика (М1 : 500, переріз горизонталей через 0,25 м)

ральної обробки польових матеріалів складають топографічний план будівельного майданчика в масштабі 1 : 500 з висотою перерізу рельєфу 0,25 м (рис. 8.4).

8.2. Методи проектування вертикального планування

У практиці проектування залежно від рівня інженерного обладнання та благоустрою території використовують суцільну, вибіркочу або змішану системи вертикального планування. Залежно від точності визначення проектних позначок та обсягу розрахунків проектування виконують графічним, аналітичним та графоаналітичним способами. Найчастіше застосовують графоаналітичний спосіб, що дозволяє поєднувати проектні обчислення з мінімальними графічними побудовами. Для зображення проектного рельєфу будівельного майданчика використовують методи профілів, проектних горизонталей, аналітичний та комбінований.

Метод проектних горизонталей полягає в тому, що проектний рельєф зображують горизонталями, які отримують шляхом зрізок та підсіпок. Проектні горизонталі між лініями перетину зображують прямими рівновіддаленими паралельними лініями. Вибирають у місцях сполучення площин позначки опорних точок і виконують звичне зображення рельєфу. Переріз для проектних горизонталей (0,1; 0,2; 0,5 м) вибирають залежно від характеру при-

Закріплюють палетку в цьому положенні. Голкою переколюють на план точку перетину похилої лінії восківки із стороною квадрата $бз - вз$ (точка M) і підписують її позначку ($H_M = 80,50$ м).

Аналогічно за допомогою палетки виконують графічне інтерполювання на решті сторін квадратів будівельного майданчика. Плавними лініями з'єднують одержані за результатами інтерполювання точки з однаковими позначками. В результаті камер-

родного рельєфу. Відстань між суміжними проектними горизонталями на плані, м:

$$l = h_n / iM, \quad (8.9)$$

де h_n — висота перерізу, м; i — поздовжній проектний уклон; M — знаменник числового масштабу плану.

На межі двох площин проектні горизонталі міняють знак. Проектні позначки точок отримують графічно за проектними горизонталями. Значення наближень ідентичних фактичних та проектних горизонталей на плані свідчить про величини виїмок та насипів. Знак робочої позначки визначають за напрямом зміщення ідентичних горизонталей відносно себе. Об'єм земляних робіт, m^3 ,

$$V = 0,5h_n(F_1 + 2F_2 + 2F_3 + \dots + F_n), \quad (8.10)$$

де F_1, F_2, \dots, F_n — приведені до місцевості площі ділянок, розміщених між ідентичними горизонталями, окремо виїмок та насипів, m^2 .

У методі профілей на плані будівельного майданчика розбивають сітку розміром 50×20 м із профільних ліній та поперечників до них за найбільш характерними контурами проекту. Потім на профілі наносять проектні позначки опорних точок. З врахуванням допустимих мінімальних та максимальних уклонів позначають проектні лінії, що характеризують висотне положення майбутніх споруд. Визначають графічно або обчислюють за відомими відстанями та уклонами проектні позначки характерних точок споруд. За різницею проектних та фактичних позначок профіля відзначають робочі позначки, а відповідно до них — площі виїмок та насипів ґрунту. Обчислюють окремо об'єми виїмок та насипів у кожній секції між профілями, m^3 ,

$$V = 0,5l(F_1 + F_2), \quad (8.11)$$

де l — відстань між паралельними профілями, м; F_1, F_2 — приведені до місцевості площі виїмок або насипів на сусідніх профілях, m^2 .

Сумарний об'єм земляних робіт по рівновіддалених профілях, m^3 ,

$$V = 0,5L(F_1 + 2F_2 + 2F_3 + \dots + F_n), \quad (8.12)$$

де F_1, F_2, \dots, F_n — площі насипів або виїмок, m^2 ; L — відстань між початковим та кінцевим перерізом профілів, м,

$$L = \sum_{i=1}^{n-1} l_i. \quad (8.13)$$

У основі аналітичного методу проектування вертикального планування лежить принцип визначення оптимального значення функції при заданій системі обмежень. Метод найменших квадратів забезпечує мінімум суми квадратів робочих позначок

$$[h^2] = \min, \quad h = H_{\phi} - H_{\text{пр}}, \quad (8.14)$$

де h — робоча позначка; H_{ϕ} , $H_{\text{пр}}$ — фактична та проектна позначки.

Проектування виконують на топографічному плані будівельного майданчика, який розбивають на квадрати з сторонами від 10 до 100 м. При проектуванні похилої площини за методом найменших квадратів для забезпечення мінімуму робіт з нульовим балансом із системи рівнянь

$$[p] H_0 + [pX] i_x + [pY] i_y - [ph_0] = 0; \quad (8.15)$$

$$[pX] H_0 + [pX^2] i_x + [pYX] i_y - [pXh_0] = 0; \quad (8.16)$$

$$[pY] H_0 + [pY^2] i_y + [pXY] i_x - [pYh_0] = 0 \quad (8.17)$$

визначають проектну позначку H_0 , м, початок координат та уклони i_x , i_y вздовж осей координат.

Якщо початок координат розміщено в центрі ваги будівельного майданчика, то

$$H_0 = [ph_0]/[p]; \quad (8.18)$$

$$i_x = [pXh_0]/[pX^2]; \quad (8.19)$$

$$i_y = [pYh_0]/[pY^2]. \quad (8.20)$$

У формулах (8.13) — (8.17) та (8.18) — (8.20): p — вага вершин сітки квадратів, що належать одному, двом, трьом та чотирьом квадратам; h_0 — умовна фактична позначка, м; X , Y — координати вершин квадратів відносно центру ваги будівельного майданчика, м.

Контроль рішення системи рівнянь

$$[ph_0] = 0, \quad [pXh_0] = 0, \quad [pYh_0] = 0. \quad (8.21)$$

У практиці проектування позначку центру ваги проектної площини майданчика, м, обчислюють за формулою

$$H_0 = (\Sigma H_1 + 2\Sigma H_2 + 3\Sigma H_3 + 4\Sigma H_4)/4n, \quad (8.22)$$

де ΣH_1 , ΣH_2 , ΣH_3 , ΣH_4 — суми позначок вершин квадратів, що належать одному, двом, трьом та чотирьом квадратах, м; n — кількість квадратів сітки.

Проектні позначки вершин квадратів, м,

$$H_n = H_0 \pm i_x X/2 \pm i_y Y/2, \quad (8.23)$$

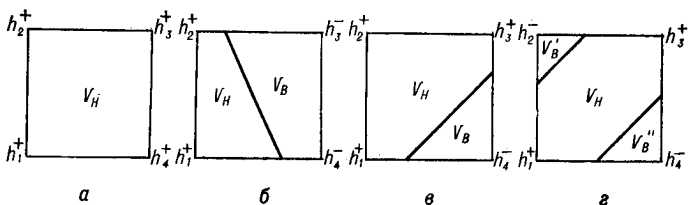


Рис. 8.5. Сполучення різних комбінацій знаків робочих позначок

де X, Y — координати вершин квадратів відносно центру площини, м.

Об'єм земляних робіт обчислюють за робочими позначками вершин квадратів h_1, h_2, h_3, h_4 . При цьому можливі різні сполучення знаків робочих позначок — як з плюсом, так і з мінусом (рис. 8.5). Формули для визначення об'ємів земляних робіт, m^3 , для різних комбінацій знаків робочих позначок:

при однакових знаках (рис. 8.5, а)

$$V = 0,25d^2 (h_1 + h_2 + h_3 + h_4), \quad (8.24)$$

де d — розмір сторони квадрату, м;

при попарно різних знаках (рис. 8.5, б)

$$V_H = 0,125d^2 (h_1 + h_2) [h_1/(h_1 - h_4) + h_2/(h_2 - h_3)]; \quad (8.25)$$

$$V_B = 0,125d^2 (h_3 + h_4) [h_4/(h_4 - h_1) + h_3/(h_3 - h_4)]; \quad (8.26)$$

при одній робочій позначці з відмінним знаком (рис. 8.5, в)

$$V_H = 0,25d^2 (h_1 + h_2 + h_3 + h_4) - V_B; \quad (8.27)$$

$$V_B = 0,167d^2 h^3 / [(h_4 - h_1) (h_4 - h_3)]; \quad (8.28)$$

при діагонально симетричних знаках (рис. 8.5, г)

$$V_H = 0,125d^2 (h_1 + h_3) [2 - h_2^2 / ((h_2 - h_1) (h_2 - h_3)) + h_4^2 / (h_4 - h_1) (h_4 - h_3)]; \quad (8.29)$$

$$V_B = 0,167d^2 [h_2^3 / ((h_2 - h_1) (h_2 - h_3)) + h_4^3 / (h_4 - h_1) (h_4 - h_3)]. \quad (8.30)$$

Обчислені за формулами (8.24) — (8.31) об'єми земляних робіт пишуть на картограмі в кожному квадраті сітки. В неповних квадратах пишуть окремо об'єми насипів та виїмок. Визначають сумарні об'єми виїмок та насипів. Підраховують баланс земляних робіт для всього будівельного майданчика.

8.3. Визначення положення центра ваги проектного майданчика у плані і по висоті

Визначення починають з побудови на щільному креслярському папері сітки квадратів у масштабі 1 : 500 згідно з рис. 8.6. Даною сіткою визначено положення проектного майданчика. Після побудови майданчика на плані графічно визначають положення його центра ваги. Для цього майданчик розбивають на чотири фігури: фігура 1 утворена точками $g1, a1, a3, g3$; фігура 2 — $a3, a4, b4, b3$; фігура 3 — $a1, a4, b4, b1$; фігура 4 — $b1, b3, g3, g1$.

Положення центра ваги майданчика (точки M) отримують перетином ліній, які з'єднують центри тяжіння фігур 1, 2, 3, 4 (рис. 8.6).

Позначка центра ваги майданчика

$$H_M = H_{\min} + \frac{\Sigma h'_1 + 2\Sigma h'_2 + 3\Sigma h'_3 + 4\Sigma h'_4}{4n}, \quad (8.31)$$

де H_{\min} — найменша з позначок землі вершин квадратів, округлена до метра; $\Sigma h'_1$ — сума умовних позначок вершин, які належать тільки одному квадрату, м; $\Sigma h'_2, \Sigma h'_3, \Sigma h'_4$ — суми умовних позначок вершин, спільних відпо-

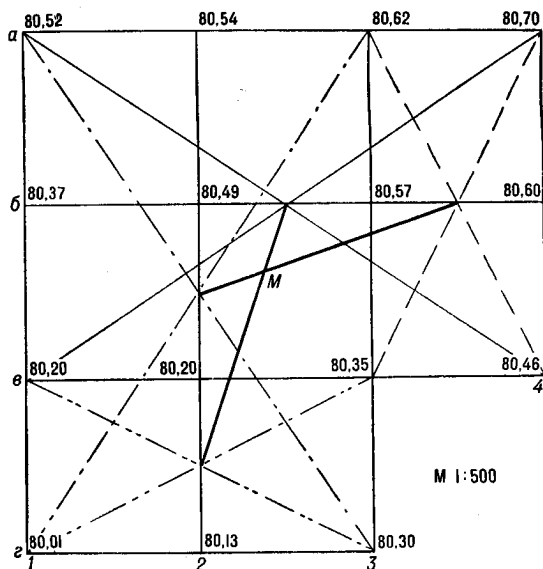


Рис. 8.6. Схема визначення центра ваги графічним способом

відно для двох, трьох і чотирьох суміжних квадратів, м;
 n — число квадратів майданчика.

Умовні позначки вершин квадратів, м,

$$h'_i = H_3 - H_{\min},$$

де H_3 — позначка землі вершини квадрата, м.

Для даного прикладу (рис. 8.6)

$$\Sigma h_1 = 0,52 + 0,70 + 0,46 + 0,30 + 0,01 = 1,99 \text{ м.}$$

Відповідно $\Sigma h'_2 = 2,46$ м; $\Sigma h'_3 = 0,35$ м; $\Sigma h'_4 = 1,26$ м.

Тоді проектна позначка центра ваги M

$$\begin{aligned} H_M &= 80,00 + \frac{1,99 + 2 \cdot 2,46 + 3 \cdot 0,35 + 4 \cdot 1,26}{4 \cdot 8} = \\ &= 80,00 + \frac{1,99 + 4,92 + 1,05 + 5,04}{32} = 80,41 \text{ м.} \end{aligned}$$

8.4. Побудова проектних горизонталей

На плані через точку M проводять напрям лінії головного уклону (рис. 8.7) згідно з заданим дирекційним кутом $\alpha = 53^\circ 50'$.

Закладання проектних горизонталей, м,

$$d = h/i, \quad (8.32)$$

де h — висота перерізу проектних горизонталей, м; i — заданий проектний уклон.

Підставивши дані, отримаємо

$$d = 0,25/0,014 = 17,86 \text{ м.}$$

Оскільки висота перерізу рельєфу, що проектується, за умовою 0,25 м, а позначка центра ваги — 80,41 м, очевидно, що позначки найближчих до точки M проектних горизонталей будуть 80,25 та 80,50 м.

Відстані від центра ваги до молодшої та старшої горизонталей, м,

$$d_m = \frac{H_m - H_r^m}{i} = \frac{80,41 - 80,25}{0,014} = 11,43 \text{ м;}$$

$$d_c = \frac{H_r^c - H_m}{i} = \frac{80,50 - 80,41}{0,014} = 6,43 \text{ м,}$$

де H_m — позначка центра ваги; H_r^m ; H_r^c — позначки відповідно молодшої та старшої горизонталей.

Сума цих відстаней повинна дорівнювати закладенню:

$$d = d_m + d_c = 11,43 + 6,43 = 17,86 \text{ м.}$$

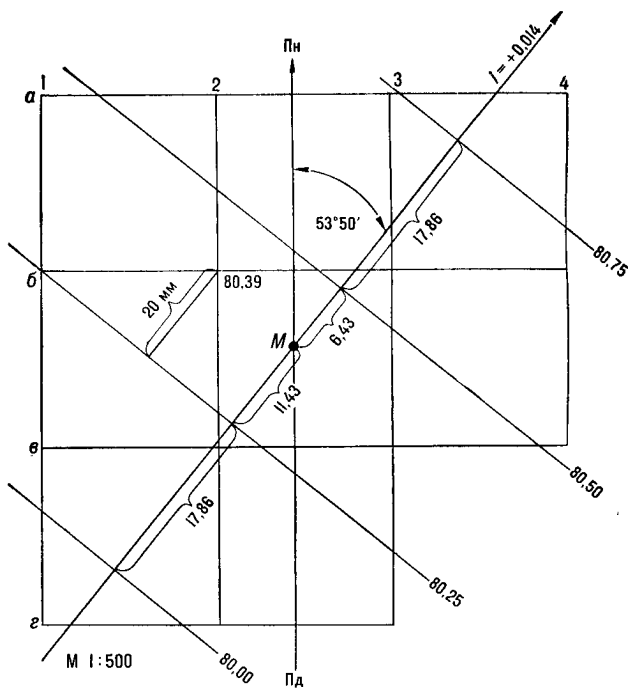


Рис. 8.7. Побудова проектних горизонталей

Відкладаючи від точки M в масштабі $1 : 500$ відстані $11,43$ та $6,43$ м (рис. 8.7), отримують точки з позначками $80,50$ та $80,25$ м. Проводячи через ці точки перпендикуляри до лінії головного уклону, одержують проектні горизонталі (рис. 8.7).

8.5. Обчислення проектних і робочих позначок

Щоб знайти проектні позначки вершин квадратів, з кожної вершини проводять перпендикуляр до найближчої проектної горизонталі і вимірюють його довжину з точністю до $0,5$ мм. Дана точність вимірювання довжини перпендикуляра дозволяє визначити проектну позначку вершини з помилкою до 1 см.

Проектні позначки вершин квадратів

$$H_{\text{пр}} = H_{\text{г}} \pm iP, \quad (8.33)$$

де $H_{\text{г}}$ — позначка найближчої проектної горизонталі, м;
 P — довжина перпендикуляра.

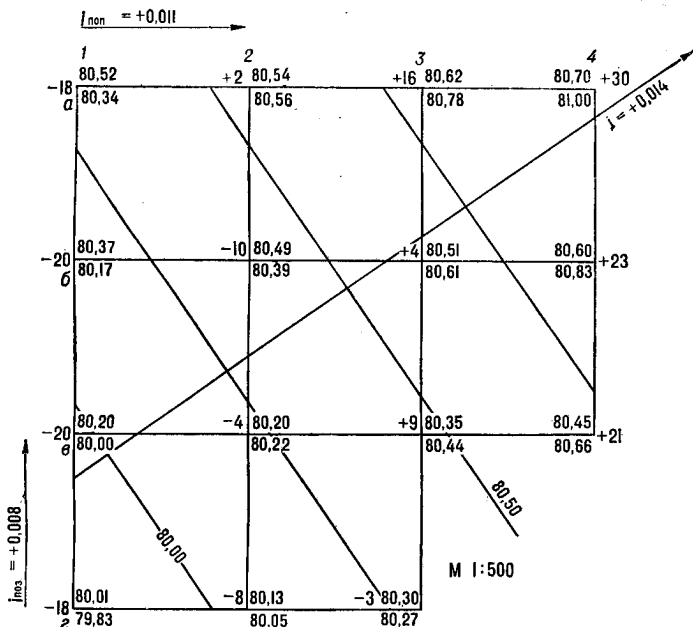


Рис. 8.8. План проектного майданчика в горизонталях (M1 : 500)

Оскільки перпендикуляри паралельні лінії головного уклону, значення i відповідає заданому проектному. Наприклад, згідно з рис. 8.7, проектна позначка вершини квадрата

$$H_{б2} = 80,25 \text{ м} + (0,014 \cdot 20 \text{ мм} \cdot 500) = 80,39 \text{ м}.$$

Аналогічно вираховують проектні позначки усіх інших вершин квадратів.

Робочі позначки, м,

$$h_p = H_{пр} - H.$$

Наприклад, робоча позначка вершин $б2$ $h_{пб2} = 80,39 - 80,49 = -0,10$ м.

Значення проектних та робочих позначок пишуть у кожній вершині квадрата, як показано на рис. 8.8.

План з проектними горизонталями дає уяву про положення проектного майданчика відповідно до заданої лінії головного уклону.

Крім головного уклону для практичних потреб знаходять поздовжній та поперечний уклони проектного майдан-

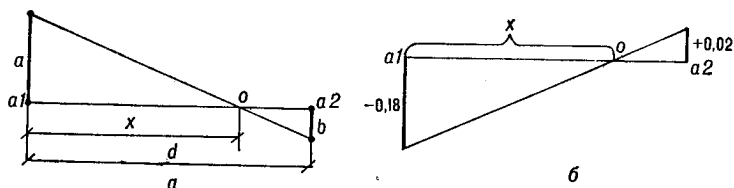


Рис. 8.9. Визначення положення точок нульових робіт способами: а — графічним; б — аналітичним

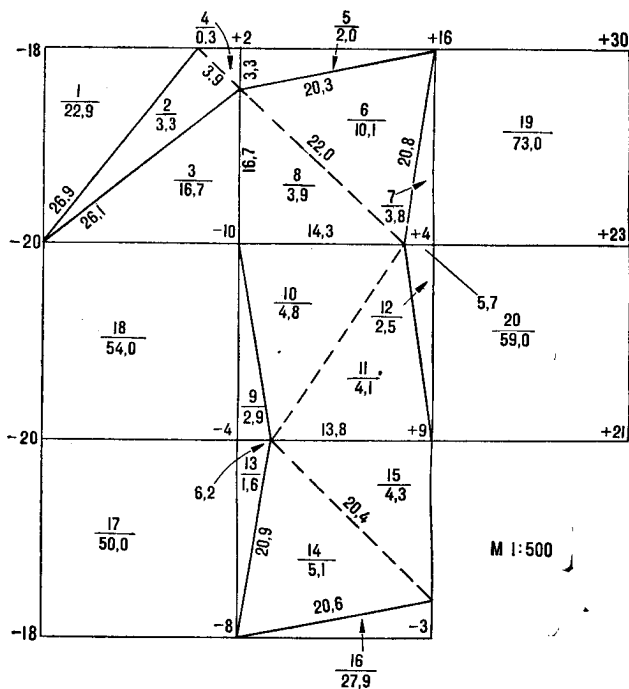


Рис. 8.10. Картограма земляних мас (М 1:500)

чика:

$$i_{\text{поз}} = i \cos \alpha; \quad (8.35)$$

$$i_{\text{поп}} = i \sin \alpha. \quad (8.36)$$

Для даного прикладу $i_{\text{поз}} = +0,008$; $i_{\text{поп}} = +0,011$.

Знаючи робочі позначки, визначають положення точок нульових робіт по тих сторонах квадрата, які мають різні за знаком робочі позначки:

$$x = \frac{|a|}{|a| + |b|} d, \quad (8.37)$$

де a та b — робочі позначки, взяті за абсолютним значенням, м; d — розмір сторони квадрата, м. Наприклад, для сторони квадрата a_1-a_2 відстань до точки нульових робіт

$$x = \frac{0,18}{0,18 + 0,02} 20 = 18 \text{ м.}$$

Положення точки нульових робіт зручно визначати графічним способом. Для цього на міліметровці в масштабі плану 1 : 500 будують лінію a_1-a_2 , потім у крупнішому масштабі, наприклад 1 : 10 (рис. 8.9), від точок a_1 та a_2 відкладають перпендикулярно до побудованої лінії значення робочих позначок +0,18 та +0,02 м. Кінці відрізків з'єднують лінією. Перетин даної лінії зі стороною квадрата дасть положення точки нульових робіт O . Відстань $a_1 - O$ визначають графічно за масштабом плану 1 : 500. Відстань до точок нульових робіт пишуть біля відповідних сторін квадрату з округленням до 0,1 м (рис. 8.10).

Точки нульових робіт з'єднують і отримують лінії нульових робіт. Лінія нульових робіт розмежовує виїмку та насип на майданчику.

8.6. Підрахунки об'ємів земляних робіт, складання картограми земляних мас

Для підрахунку об'ємів земляних робіт кожен перехідний квадрат, тобто той, через який проходить лінія нульових робіт, розбивають на найпростіші фігури — трикутники (рис. 8.10), нумерують їх і в межах кожного визначають об'єм земляних робіт.

Об'єми, м³, підраховують за формулами:
для цілих квадратів

$$V = \frac{S}{4} \sum h_i, \quad i = 1, 2, 3, 4; \quad (8.38)$$

для трикутників

$$V = \frac{S}{3} \sum h_i, \quad i = 1, 2, 3, \quad (8.39)$$

де S — площа основи фігури, м²; h — робочі позначки вершин фігур, м.

Зазначимо, що обчислення площ деяких фігур, наприклад № 6 та №14, суміщується з проміжними розрахунками, тому на картограмі треба вказувати розміри сторін фігур. Для фігури № 14 розміри сторін (рис. 8.10) 20,9; 20,4; 20,6 м.

224
27м⁴

Таблиця 8.2. Відомість обчислення об'ємів земляних робіт

№ фігури	Площа фігури, м ²	Середня робоча позначка, м	Об'єми земляних робіт, м ³	
			Виїмка	Насип
1	180	-0,127	22,9	—
2	49	-0,067	3,3	—
3	167	-0,100	16,7	—
4	3,3	+0,007	—	—
5	33	+0,069	—	2
6	190,6	+0,053	—	10,1
7	57	-0,067	—	3,8
8	119,4	-0,033	3,9	—
9	62	-0,047	2,9	—
10	143	-0,033	4,8	—
11	138	+0,030	—	4,1
12	57	+0,043	—	2,5
13	62	-0,040	2,5	—
14	184,3	-0,027	4,9	—
15	103,5	+0,030	—	3,1
16	50	-0,037	1,8	—
17	400	-0,125	50	—
18	400	-0,135	54	—
19	400	+0,182	—	73
20	400	+0,148	—	59

$\Sigma V_B = 158,5$; $\Sigma V_H = 157,6$; $\Delta V = -0,9$ м³; $\Delta V = 0,3$ %.

Площі подібних фігур, м², обчислюють за формулою Герона

$$S = \sqrt{p(p-a)(p-b)(p-c)}, \quad (8.40)$$

де a, b, c — розміри сторін трикутника, м;

$$p = \frac{a+b+c}{2}, \text{ м.}$$

Треба звернути особливу увагу на те, що площа кожної фігури повинна бути обчислена окремо; контролем обчислення площ кожної фігури в межах квадрата є їх сума, яка повинна дорівнювати площі квадрата. Невелика розбіжність суми площ допускається тільки за рахунок округлень при обчисленні розмірів сторін трикутників.

Після обчислення площ фігур визначають їх об'єми. Наприклад, об'єм виїмки по фігурі 1

$$V = \frac{180 [(-0,18) + (-0,20) + 0]}{3} = 180(-0,127) = -22,9 \text{ м}^3.$$

Об'єми земляних робіт обчислюють для кожної фігури, заповнюючи відомості обчислення об'ємів земляних робіт

(табл. 8.2). Значення об'ємів виїмок та насипів пишуть на картограмі земляних мас (рис. 8.10).

Оскільки проектування вертикального планування ве-
лося з умовою балансу земляних робіт, перевіряють ви-
конання поставленої умови. Для цього підсумовують всі
земляні роботи по виїмках та по насипах.

Для даного прикладу $\Sigma V_{\text{в}} = 158,5 \text{ м}^3$; $\Sigma V_{\text{н}} = 157,6 \text{ м}^3$.
Дебаланс $\Delta V = -0,9 \text{ м}^3$, що допустимо, бо не перевищує
встановленого допуску в 4—5 % загального об'єму зем-
ляних робіт. Отже, маємо

$$\Sigma V_{\text{в}} + \Sigma V_{\text{н}} = 158,5 + 157,6 = 316,1 \text{ м}^3;$$

$$\Delta V \% = 0,3 \% < 4 \%$$

8.7. Проектування котлована

Після реалізації проекту вертикального планування у
районі майбутньої забудови виконують розрахунки, по-
в'язані з виїмкою ґрунту для влаштування основи споруди,
що проектується. Для організації робіт по виїманню ґрунту
необхідно визначити положення крайок котловану, що
утворюється, а також обчислити об'єм ґрунту, який по-
винен бути виїнятий з котловану. Вихідними матеріалами
для виконання вказаних розрахунків є план проектного

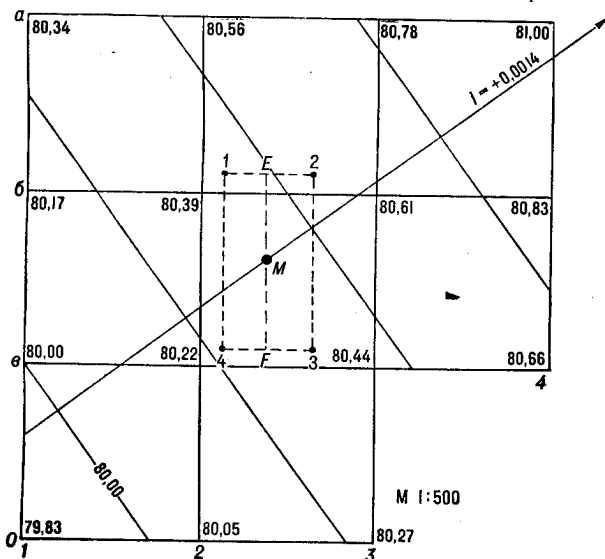


Рис. 8.11. Положення проектної споруди

майданчика з позначенням на ньому споруди, що проектується (рис. 8.11).

Осі споруди паралельні сторонам квадратів, центр тяжіння майданчика співпадає з перетином головних осей, розміри споруди 20×10 м.

8.8. Визначення крайок котлована

Спочатку визначають графічно позначки точок перетину головних осей 1, 2, 3, 4 (рис. 8.11). Згідно з рисунком $H_1 = 80,44$ м; $H_2 = 80,55$ м; $H_3 = 80,38$ м; $H_4 = 80,27$ м. Точка 2 має найбільшу позначку, тому, враховуючи деякі умови, наприклад гідрогеологічні, можна пов'язати вказаний на розрізі фундамента (рис. 8.12) рівень поверхні землі з даною точкою.

Положення крайок котлована зручно визначати графічним способом на міліметровіці, використовуючи дані розрізу фундамента. При побудовах застосовують досить крупний масштаб, наприклад 1 : 20.

На міліметровіці довільно показують положення точки 2, яка лежить на поверхні землі. Від даної точки по вертикальній лінії (рис. 8.13) відкладають відрізок довжиною 2,40 м і одержують нижню точку фундамента. Потім праворуч від неї по горизонтальній лінії відкладають відстань 1,03 м і одержують нижню точку схилу котлована. Через дану точку проводять лінію, яка відповідає заданому уклону схилу котлована, наприклад $m = 1 : 1$. Потім через точку 2 проводять лінію, що відповідає поздовжньому уклону проектного майданчика $+0,008$ (рис. 8.13) до перетину з лінією схилу котлована. Перпендикуляр, про-

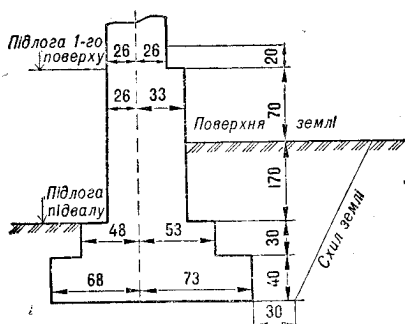


Рис. 8.12. Розріз фундамента

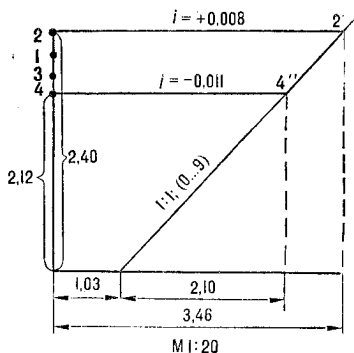


Рис. 8.13. Визначення відстаней до крайок котловану

ведений з точки 2' до відмітки нижньої точки фундаменту, дозволить знайти відстань у плані від точки до крайки котлована. Вона дорівнює 3,46 м.

Аналогічно визначають інші відстані. Наприклад, точка 4 має відмітку 80,27 м, тобто розміщена нижче точки 2 на 0,28 м. З урахуванням цього визначають положення точки 4 на тому ж кресленні (рис. 8.13) і проводять через неї лінії, які відповідають проектним уклонам. Наприклад, уклон між точками 4 і 4" дорівнює проектному — 0,011. Отже, відстань від точки 4 до крайки за напрямом, протилежним поперечному уклону, дорівнює 3,13 м. Відкладаючи ці відстані від точок перетину основних осей споруди в масштабі 1 : 200, одержують загальне положення крайок котлована (рис. 8.14).

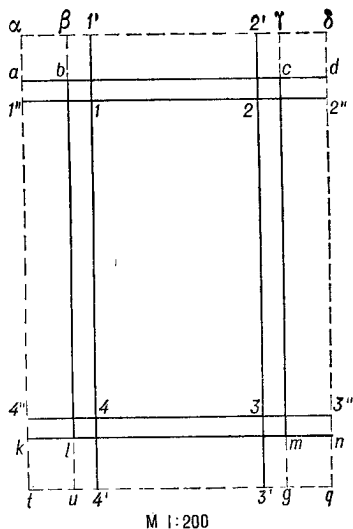


Рис. 8.14. План котлована

8.9. Обчислення об'єму котлована

Котлован, що проектується, подумки розтинають двома прямовисними площинами по лініях ad та kn (рис. 8.14). В результаті одержують два перерізи $abcd$ та $klmn$, які поділяють котлован на дві торцеві фігури і середню частину, яка має вигляд призматоїда. Таким чином, об'єм котлована можна уявити як суму об'ємів середньої V_0 та торцевих V_T частин:

$$V_K = V_0 + V_T. \quad (8.41)$$

Для підрахунку об'ємів, як правило, використовують дещо наближені формули, точність яких задовольняє вимоги практики:

$$V_0 = \frac{S_{abcd} + S_{klmn}}{2} ak, \quad (8.42)$$

де S_{abcd} , S_{klmn} — площі поперечних перетинів, m^2 ; ak — відстань між ними, м.

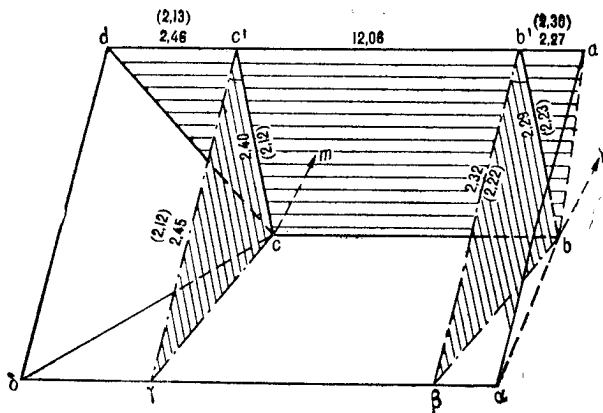


Рис. 8.15. Торцева фігура котлована

Згідно з рис. 8.14 та 8.15,

$$V_T = 2S_0 \left(bc + \frac{4}{3} r_0 \right), \quad (8.43)$$

де

$$S_0 = \frac{S_{bb'\beta} + S_{cc'\gamma} + S_{mm'g} + S_{ll'u}}{4};$$

$$r_0 = \frac{ab' + dc' + nm' + kl'}{4}.$$

Користуючись даними формулами, а також використовуючи як ілюстрацію зображення торцевої фігури котлована (рис. 8.15), виконують обчислення.

Площа перерізу

$$S_{abcd} = \frac{ad + bc}{2} \cdot \frac{cc' + bb'}{2} =$$

$$= \frac{28,85}{2} \cdot \frac{4,69}{2} = 33,8 \text{ м}^2.$$

Аналогічно $S_{klmn} = 31 \text{ м}^2$.

Об'єм середньої частини

$$V_0 = \frac{33,8 + 31}{2} = 22,06 = 714,7 \text{ м}^3.$$

Площа трикутника

$$S_{bb'\beta} = \frac{2,29 \cdot 2,32}{2} = 2,7 \text{ м}^2.$$

Аналогічно

$$S_{ce'y} = 2,9 \text{ м}^2; \quad S_{mn'g} = 2,2 \text{ м}^2;$$

$$S_{ll'u} = 2,5 \text{ м}^2; \quad S_{\bullet} = 2,6 \text{ м}^2.$$

Середня відстань

$$r_{\bullet} = \frac{2,27 + 2,46 + 2,13 + 2,3}{4} = 2,29 \text{ см.}$$

Об'єм торцевих фігур

$$V_{\nabla} = 2 \cdot 2,6 \cdot 12,06 + \frac{4}{3} \cdot 2,29 = 78,6 \text{ м}^3.$$

Об'єм котлована

$$V_{\times} = 714,7 + 78,6 = 793,3 \text{ м}^3.$$

Запитання та завдання для самоперевірки

1. Склад та послідовність польових робіт при нівелюванні поверхні по квадратах.
2. Яка послідовність камеральних робіт при складанні топографічного плану за результатами нівелювання поверхні по квадратах?
3. Методи проектування вертикального планування.
4. Як визначити позначки центра ваги проектного будівельного майданчика та у вершинах квадратів?
5. Який порядок складання картограми земляних робіт?
6. Як обчислити об'єм земляних робіт?

ГЛАВА 9

ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ ПРИ ПЕРЕНЕСЕННІ НА НАТУРУ ОСНОВНИХ ОСЕЙ СПОРУД

9.1. Вибір оптимального способу перенесення на натуру осей споруд

В інженерно-геодезичній практиці при перенесенні на натуру основних осей використовують способи прямокутних та полярних координат, прямої кутової, лінійної та створної засічок.

Спосіб прямокутних координат використовується за наявності будівельної координатної сітки або закріплених на місцевості червоних ліній забудови (рис. 9.1).

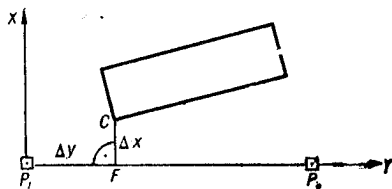


Рис. 9.1. Спосіб прямокутних координат

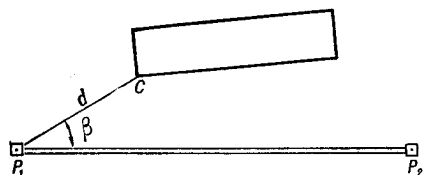


Рис. 9.2. Спосіб полярних координат

Суть способу. На стороні будівельної координатної сітки або лінії червоної забудови від найближчого пункту відкладають приріст координат ΔY . Встановлюють теодоліт у точці F ,

будують перпендикуляр, на якому відкладають відрізок ΔX та закріплюють одержану точку C . Перпендикуляр ΔX не повинен перевищувати довжину мірного приладу. Прирости координат, м, обчислюють за формулами

$$\Delta X = (X_C - X_{P1}) \cos \alpha_0 + (Y_C - Y_{P1}) \sin \alpha_0; \quad (9.1)$$

$$\Delta Y = (Y_C - Y_{P1}) \cos \alpha_0 - (X_C - X_{P1}) \sin \alpha_0, \quad (9.2)$$

де X_C, Y_C — координати проекційної точки, м; X_{P1}, Y_{P1} — координати вихідної точки, м; α_0 — дирекційний кут лінії P_1P_2 .

Точність розбивки точки способом прямокутних координат оцінюють з допомогою середньої квадратичної похибки:

$$m_c = \sqrt{m_r^2 + m_{\Delta X}^2 + m_{\Delta Y}^2 + m_{ц.р}^2 + m_{\phi}^2 + m_{\beta}^2 \Delta X^2 / \rho^2}, \quad (9.3)$$

де m_r — середня квадратична похибка визначення положення геодезичного пункту; $m_{\Delta X}, m_{\Delta Y}$ — середні квадратичні похибки побудови на місцевості приростів координат; $m_{ц.р}$ — середня квадратична похибка центрування та редукації; m_{ϕ} — середня квадратична похибка фіксування точки на місцевості; m_{β} — середня квадратична похибка побудови прямого кута β ; ρ — число секунд у радіані (206 265).

Спосіб полярних координат застосовують на відкритій і рівній місцевості за наявністю пунктів полігонометрії (рис. 9.2).

Суть способу. Місцеположення точки перетину основних осей споруди одержують у результаті побудови теодолітом полярного кута β від напряму на два геодезичні пункти та відкладанням довжини радіуса-вектора d . Кут β будують за двома положеннями вертикального круга теодоліта. Полярний кут β та радіус-вектор d , м, одержують розв'язанням оберненої геодезичної задачі:

$$\operatorname{tg} \alpha_{P1C} = (Y_C - Y_{P1}) / (X_C - X_{P1}); \quad (9.4)$$

$$d = (Y_C - Y_{P1}) / \sin \alpha_{P1C} = (X_C - X_{P1}) / \cos \alpha_{P1C}; \quad (9.5)$$

$$\beta = \alpha_{P1P2} - \alpha_{P1C}, \quad (9.6)$$

де X_C, Y_C — координати проектної точки, м; X_{P_1}, Y_{P_1} — координати геодезичного пункту, м; α_{P_1C} — дирекційний кут на проектну точку; $\alpha_{P_1P_2}$ — дирекційний кут сторони геодезичної розбивочної мережі.

Точність розбивки точки способом полярних координат оцінюють середньою квадратичною похибкою, м,

$$m_C = \sqrt{m_r^2 + m_{ц.р}^2 + m_\phi^2 + m_d^2 + m_\beta^2 d^2 / \rho^2}, \quad (9.7)$$

де m_d — середня квадратична похибка відкладання радіуса-вектора.

Примітка. Тут і далі решта позначень в формулах для визначення середніх квадратичних похибок колишні (див. формулу (9.3)).

Спосіб прямої кутової засічки використовують за наявності на будівельному майданчику місцевих перешкод, коли безпосередні вимірювання відстаней неможливі, або коли точки, місцеположення яких визначають, розміщені на значній відстані від геодезичної мережі та на різних горизонтальних площинах (рис. 9.3). Такі умови зустрічаються найчастіше при будівництві гідротехнічних споруд та мостів.

Суть способу. Положення проектної точки C на місцевості одержують в результаті одноразової побудови розбивочних кутів β_1 та β_2 від базису P_1P_2 . Розбивочні кути обчислюють за формулами

$$\beta_1 = \alpha_{P_1P_2} - \alpha_{P_1C}; \quad (9.8)$$

$$\beta_2 = \alpha_{P_2C} - \alpha_{P_2P_1}, \quad (9.9)$$

де $\alpha_{P_1P_2}, \alpha_{P_2P_1}$ — прямий і зворотний дирекційні кути базисної сторони; $\alpha_{P_1C}, \alpha_{P_2C}$ — дирекційні кути сторін, що визначені розв'язанням оберненої геодезичної задачі за відомими координатами пунктів P_1 та P_2 і проектними координатами точки C .

Точність розбивки точки способом прямої кутової засічки оцінюють середньою квадратичною похибкою, м,

$$m_C = \sqrt{m_r^2 + m_{ц.р}^2 + m_\phi^2 + m_{\beta_1}^2 d_1^2 / \rho^2 + m_{\beta_2}^2 d_2^2 / \rho^2}, \quad (9.10)$$

де m_{β_1}, m_{β_2} — середні квадратичні похибки побудови розбивочних кутів β_1 та β_2 , м; d_1, d_2 — довжини розбивочних сторін, м.

Найбільша точність побудови точки засобом прямої

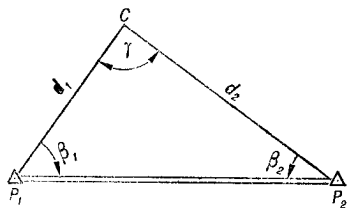


Рис. 9.3. Спосіб кутової засічки

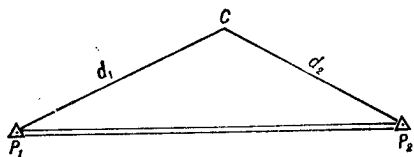


Рис. 9.4. Спосіб лінійної засічки

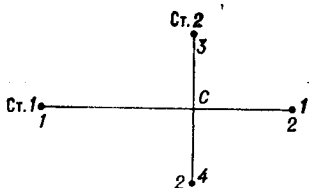


Рис. 9.5. Спосіб створної засічки

кутової засічки буде при кутах β_1 та β_2 , що дорівнюють $30^\circ-40^\circ$.

Спосіб лінійної засічки використовують на відкритому та порівняно рівному будівельному майданчику, коли відстань від проектної точки до двох геодезичних точок не перевищує довжини мірного приладу, а кути лежать у межах $40-140^\circ$ (рис. 9.4).

Суть способу. Положення проектної точки на місцевості є результатом перетину двох дуг радіусами d_1 та d_2 , які одержують із розв'язання оберненої геодезичної задачі за формулами (9.4) — (9.6).

Точність розбивки точки засобом лінійної засічки оцінюють середньою квадратичною похибкою, м,

$$m_c = \sqrt{m_r^2 + m_{и.р} + (m_{d1}^2 + m_{d2}^2)/\sin^2 \gamma}, \quad (9.11)$$

де m_{d1} , m_{d2} — середні квадратичні похибки побудови радіусів d_1 та d_2 , м; γ — кут між двома радіусами.

Спосіб створної засічки використовують при розбивці осей промислових, цивільних і гідротехнічних споруд, коли їх осі перетинаються під прямим кутом (рис. 9.5).

Суть способу. Положення проектної точки C є результатом перетину двох ліній, які одержують візуванням за двома сторонами $I-I$ та $II-II$. Створи будують одночасно двома теодолітами. Контроль побудови точки C на місцевості виконують промірами на раніше винесені та закріплені точки споруди. Координати точки C (X_c , Y_c) одержують із рівнянь

$$(X_c - X_1)/(X_2 - X_1) = (Y_c - Y_1)/(Y_2 - Y_1); \quad (9.12)$$

$$(X_c - X_3)/(X_4 - X_3) = (Y_c - Y_3)/(Y_4 - Y_3), \quad (9.13)$$

де X_1 , X_2 , X_3 , X_4 , Y_1 , Y_2 , Y_3 , Y_4 — координати кінців двох створів, що перетинаються, м.

Точність розбивки точки способом створної засічки оцінюють середньою квадратичною похибкою, м,

$$m_c = \sqrt{m_{ст1}^2 + m_{ст2}^2 + m_{\phi}^2}, \quad (9.14)$$

де $m_{ст1}$, $m_{ст2}$ — середні квадратичні похибки, м, побудови створів, які обчислюють за формулами

$$m_{ст1} = m_{ст2} = \sqrt{m_r^2 + m_u^2 + m_p + m_b^2 + m_{фок}}; \quad (9.15)$$

де $m_{фок}$ — середня квадратична похибка за фокусування зорової труби, м; m_b — середня квадратична похибка візування, м; m_u — середня квадратична похибка центрування теодоліта, м; m_p — середня квадратична похибка редукції візування, м.

9.2. Підготовка розбивочного креслення

Нехай на ділянці вертикального планування (див. рис. 8.11) запроєктовано споруду, для винесення в натуру якої необхідно розрахувати дані та показати їх на розбивочному кресленні (рис. 9.6).

Щоб отримати дані, приймають такий порядок дій:

1. Визначають координати точки M графічним способом,

$$X_M = 291,75 \text{ м}; \quad Y_M = 250,2 \text{ м}.$$

2. Обчислюють координати точок 1 та 4 аналітичним способом. Якщо $\alpha_{ME} = 1^\circ 32'$, то

$$\begin{aligned} X_E &= X_M + d_{ME} \cos \alpha_{ME} = 291,75 + 10,0 \cos 1^\circ 32' = \\ &= 301,75 \text{ м}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_E &= Y_M + d_{ME} \sin \alpha_{ME} = 250,20 + 10,0 \sin 1^\circ 32' = \\ &= 250,47 \text{ м}. \end{aligned}$$

Аналогічно

$$\begin{aligned} X_F &= X_M + d_{MF} \cos \alpha_{MF} = 291,75 - 10,0 \cos 181^\circ 32' = \\ &= 281,75 \text{ м}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_F &= Y_M + d_{MF} \sin \alpha_{MF} = 250,20 - 10,0 \sin 181^\circ 32' = \\ &= 249,93 \text{ м}. \end{aligned}$$

Через координати точок E та F обчислюють координати точок 1 та 4 :

$$\begin{aligned} X_1 &= X_E + d_{E-1} \cos \alpha_{E-1} = 301,75 + 5 \cos 271^\circ 32' = \\ &= 301,88 \text{ м}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_1 &= Y_E + d_{E-1} \sin \alpha_{E-1} = 250,47 - 5 \sin 271^\circ 32' = \\ &= 245,47 \text{ м}. \end{aligned}$$

Аналогічно

$$X_4 = 281,88 \text{ м}; \quad Y_4 = 244,93 \text{ м}.$$

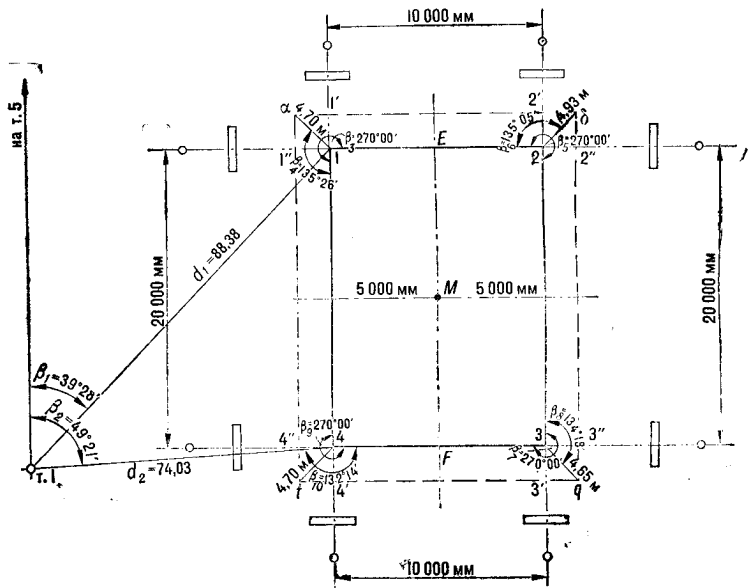


Рис. 9.6. Розбивочне креслення

Контролюють обчислення повторним визначенням координат точки I :

$$X_1 = X_4 + d_{4-1} \cos \alpha_{4-1} = 281,88 + 19,99 = 301,87 \text{ м};$$

$$Y_1 = Y_4 + d_{4-1} \sin \alpha_{4-1} = 244,93 + 0,54 = 245,47 \text{ м}.$$

Розбіжність у 1 см можлива внаслідок округлень.

3. Розв'язують обернену геодезичну задачу для ліній т. $I-1$ та т. $I-4$. Координати точки I виписують з координатної відомості:

$$X_{т. I} = 235,18 \text{ м}; \quad Y_{т. I} = 187,49 \text{ м}.$$

Визначають прирости координат для лінії т. $I-1$:

$$\Delta X_{т. I-1} = X_1 - X_{т. I} = +66,70 \text{ м}; \quad \Delta Y_{т. I-1} = Y_1 - Y_{т. I} = +57,98 \text{ м}.$$

Визначають $\text{tg } r$ та r :

$$\text{tg } r = \Delta Y / \Delta X = 0,86926; \quad r_{т. I-1} = \text{ПнС} : 41^\circ 00'.$$

Горизонтальне прокладання $d_{т. I-1}$

$$d = \frac{\Delta X}{\cos r} = \frac{\Delta Y}{\sin r} = 88,38 \text{ м}.$$

Аналогічно

$$r_{\tau 1-4} = \text{ПнС} : 50^\circ 53'; \quad d_{\tau, 1-4} = 74,03 \text{ м.}$$

4. Визначають розбивочні кути

$$\beta_1 = 41^\circ - 1^\circ 32' = 39^\circ 28'; \quad \beta_2 = 50^\circ 53' - 1^\circ 32' = 49^\circ 21'.$$

5. Користуючись відомими відстанями до крайок котлована, знаходять відстані від точок перетину головних осей споруди 1, 2, 3, 4 до кутів котловану 1 — α , 2 — δ , 3 — q , 4 — t та розбивочні кути $\beta_4, \beta_6, \beta_8, \beta_{10}$.

Наприклад (рис. 9.6),

$$\alpha_{1-\alpha} = (3,3)^2 + (3,35)^2 = 4,70 \text{ м;}$$

$$\beta_4 = 180^\circ - 44^\circ 34' = 135^\circ 26'.$$

За обчисленими даними одержують розбивочне креслення (рис. 9.6).

9.3. Обчислення точності розбивки осей способом полярних координат

Точність розбивки точок способом полярних координат оцінюють середньою квадратичною похибкою, м,

$$m_0 = \sqrt{m_r^2 + m_{ц.р}^2 + m_\phi^2 + m_{d_1}^2 + m_\beta^2 d_1^2 / \rho^2}, \quad (9.16)$$

де $m_r, m_{ц.р}, m_\phi, m_{d_1}, m_\beta$ — середні квадратичні похибки, м, відповідно визначення положення геодезичного пункту, фіксування проектної точки, центрування та редукації, побудови радіуса-вектора P_1C та побудови кута теодолітом ТЗО ($m_\beta = 1'$). Ці похибки обчислюють згідно з «Руководством по расчету точности геодезических работ в промышленном строительстве». — М., 1979:

$$m_r = \sqrt{(1,5 + 0,5K^2 - K \cos \beta) m_{P_1}^2 + 0,5K^2 m_\beta^2}, \quad (9.17)$$

тут $K = d_2/d_1 = 73,86/144,82 = 0,51$; m_{P_1} — середня квадратична похибка положення пункту P_1 , яку приймають $m_{P_1} = \pm 0,006$ м; d_1 — відстань між геодезичними пунктами (144,82 м); d_2 — відстань від геодезичного пункту до точки перетину осей (73,86 м); β — проектний кут ($49^\circ 21'$);

$$m_r = \sqrt{(1,5 + 0,5 \cdot 0,51^2 - 0,51 \cos 49^\circ 21') 0,006^2 + \dots} \\ \dots + 0,5 \cdot 0,51^2 (1/3438)^2 = \pm 0,003 \text{ м;}$$
$$m_{ц.р} = e \sqrt{1 + (d_2/d_1)^2 + (d_2/d_1) \cos \beta_1}, \quad (9.18)$$

тут e — лінійний елемент центрування і редукції (5 мм);

$$m_{ц,р} = 0,005 \times \sqrt{1 + (73,86/144,82)^2 + (73,86/144,82) \cos 42^\circ 21'} = \pm 0,007 \text{ м};$$

$$m_{d_i} = \pm 0,003 \sqrt{n}, \quad (9.19)$$

тут n — кількість стрічок, укладених у відстані;

$$m_{d_i} = 0,003 \sqrt{3,7} = \pm 0,006 \text{ м.}$$

Середня квадратична похибка фіксування проектної точки, м, прийнята

$$m_{\phi} = 3 \text{ мм} = \pm 0,003 \text{ м.}$$

Тоді середня квадратична похибка розбивки осей способом полярних координат

$$m_{\alpha} = \sqrt{(0,008)^2 + (0,007)^2 + (0,003)^2 + (0,006)^2 + \dots + (1/3438)^2 (73,86)^2} = \pm 0,019 \text{ м.}$$

9.4. Використання ЕОМ для обчислення розбивочних елементів

Значно прискорити, полегшити та збільшити точність обчислення розбивочних елементів дозволяє використання ЕОМ. Для розрахунків на них розробляють блок-схему, алгоритм і програму розв'язання оберненої геодезичної задачі (табл. 9.3).

Таблиця 9.3. Програма розв'язання оберненої геодезичної задачі з допомогою ЕКОМ «Електроніка МК-54»

Адреса команди	Клавіша	Код команди	Адреса команди	Клавіша	Код команди
	В/О		17	27	27
	Ф ПРГ		18	↔	14
00	—	11	19	F cos ⁻¹	1—
01	5 → П	45	20	1—1	01
02	Ф ○	25	21	3	03
03	—	11	22	6	06
04	4 → П	44	23	0	00
05	Ф X ₂	22	24	+	10
06	П → 5	65	25	БП	51
07	X ²	22	26	29	29
08	+	10	27	↔	14
09	F √	21	28	F cos ⁻¹	—1

Адрес команди	Клавіша	Код команди	Адрес команди	Клавіша	Код команди
10	КНОП	54	29	С/П	50
11	С/П	50	30	—	11
12	П → 4	64	31	6	06
13	↔	14	32	0	00
14	:	13	33	X	12
15	П → 3	65	34	С/П	50
16	Fx < 0	58		F АВТ	

Інструкція для введення вихідних даних:

Вихідні дані	Клавіша
X_2	V ↑
X_1	V ↑
Y_2	V ↑
Y_1	V ↑
α	С/П
α'''	С/П
α°	
α'	С/П

Запитання та завдання для самоперевірки

1. Суть способу прямокутних координат.
2. Суть способу полярних координат.
3. Суть способу прямої кутової засічки.
4. Суть способу створної засічки.
5. Суть способу лінійної засічки.
6. Обчисліть розбивочні елементи та складіть розбивочне креслення для виносу на натуру основних осей способом полярних координат.
7. Обчисліть точність розбивки осей способом полярних координат.

ГЛАВА 10

ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ В ПЕРІОД БУДІВНИЦТВА

10.1. Визначення висоти доступної споруди

Потрібно визначити висоту H доступної споруди (рис. 10.1). Відомо місце її розташування.

Прилади та інструменти: теодоліт ТЗО, стрічка ЛЗ-20, кілки та сокира.

Порядок виконання роботи. У точці A (рис. 10.1) установлюють теодоліт і за два положення вертикального круга беруть відліки на верх (точка C) та низ (точка B) споруди. Вимірюють у прямому та зворотному напрямках відстань d від точки A до споруди та теодолітом кут її

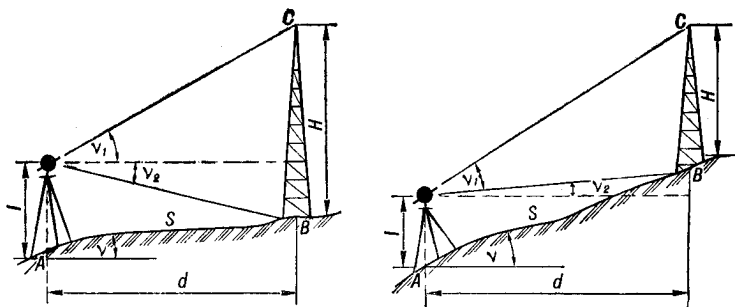


Рис. 10.1. Визначення висоти доступної споруди:

a — споруда, розташована на одному рівні з приладом; *b* — споруда, розташована вище рівня приладу

нахилу ν до горизонту. Обчислюють кути нахилу за відліками:

при крузі право (КП)

$$\nu_1 = MO - R_C - 180^\circ; \quad \nu_2 = MO - R_B - 180^\circ; \quad (10.1)$$

при крузі ліво (КЛ)

$$\nu_1 = L_C - MO; \quad \nu_2 = L_B - MO, \quad (10.2)$$

де R_C, R_B — відліки при крузі право відповідно на верх (точка C) та низ (точка B) споруди; L_C, L_B — відліки при крузі ліво; MO — місце нуля, яке обчислюють за формулами

$$MO' = \frac{R_1 + L_1 - 180^\circ}{2} = \frac{170^\circ 58' + 09^\circ 01' - 180^\circ}{2} = -30'';$$

$$MO'' = \frac{R_2 + L_2 - 180^\circ}{2} = \frac{170^\circ 43' + 09^\circ 18' - 180^\circ}{2} = 30''.$$

Висоту доступної споруди обчислюють за розрахунковими схемами відповідно:

рис. 10.1, *a*

$$H = d(\operatorname{tg} \nu_1 + \operatorname{tg} \nu_2); \quad (10.3)$$

рис. 10.1, *b*

$$H = d(\operatorname{tg} \nu_1 - \operatorname{tg} \nu_2), \quad (10.4)$$

де $d = S \cos \nu$ — горизонтальна проекція відстані S , м.

Таблиця 10.1. Результати вимірювань

Точка наведення	Відліки по вертикальному кругу		Місце нуля MO	Відстань S , м
	Круг право	Круг ліво		
<i>B</i>	$185^\circ 18'$	$354^\circ 43'$	$30''$	94,79
<i>C</i>	$170^\circ 58'$	$09^\circ 01'$	$-30''$	94,71

Результати вимірювання відстаней, відліки по вертикальному колу, значення місць нуля наведені в табл. 10.1.

Результати обчислень для визначення висоти доступної споруди:

v_1	v_2	$S, \text{ м}$	v	$\cos v$	$d, \text{ м}$	$\text{tg } v_1$	$\text{tg } v_2$	$H, \text{ м}$
$09^\circ 00',5$	$05^\circ 17',5$	94,75	$03^\circ 15'$	0,998	94,60	0,158	0,093	23,76

10.2. Визначення висоти недоступної споруди

Необхідно визначити висоту H недоступної споруди (рис. 10.2). Відомо місцеположення споруди.

Прилади та інструменти: теодоліт ТЗО, стрічка ЛЗ-20, кілки та сокира.

Порядок виконання роботи. На місцевості розбивають базис CD , вимірюють його довжину d в прямому та зворотному напрямках. Установлюють теодоліт послідовно в точках D та C і беруть відліки по вертикальному колу при КЛ і КП на верх та низ споруди з метою обчислення кутів нахилу v_1, v_2, v_3, v_4 . Визначають місце нуля, а потім за формулами (10.1) та (10.2) обчислюють кути нахилу.

Висота недоступної споруди, м,

$$H = 0,5 [(h_1 + h_2) + (h'_1 + h'_2)], \quad (10.5)$$

де h_1, h_2, h'_1, h'_2 — висоти, м, обчислені за формулами

$$h_1 = (d + X) \text{tg } v_1; \quad h_2 = (d + X) \text{tg } v_2; \quad h'_1 = X \text{tg } v_3; \quad h'_2 = X \text{tg } v_4. \quad (10.6)$$

Значення X , м, обчислюють за виразом

$$X = d(\text{tg } v_1 + \text{tg } v_2) / (\text{tg } v_3 - \text{tg } v_4 - \text{tg } v_1 - \text{tg } v_2). \quad (10.7)$$

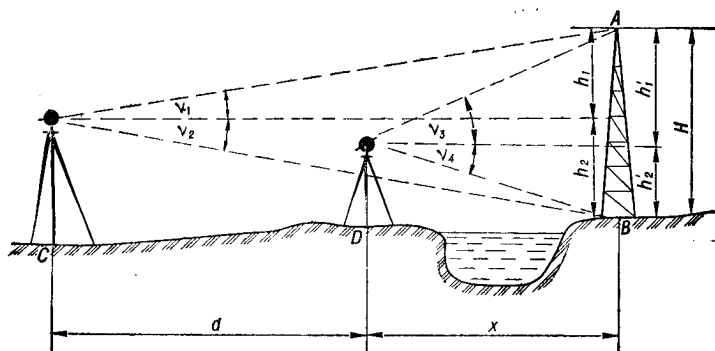


Рис. 10.2. Визначення висоти недоступної споруди

Таблиця 10.2. Результати вимірювань

Станція	Точка наведення	Відліки по вертикальному кругу		Місце нуля, МО	Відстань d , м
		Круг право	Круг ліво		
D	A	170° 56'	09° 24'	0	59,95
	B	183° 35'	356° 25'	0	60,05
G	A	174° 26'	05° 24'	0	
	B	180° 55'	359° 05'	0	

Результати вимірювання відстані, відліки по вертикальному кругу та значення місць нуля наведені в табл. 10.2.

Результати обчислень по визначенню висоти недоступної споруди:

v_1	v_2	v_3	v_4	d , м	X , м	h_1 , м	h_2 , м	h'_1 , м	h'_2 , м	H , м
05° 24'	00° 55'	09° 24'	03° 35'	60,0	56,38	11,00	1,86	9,33	3,53	12,86

10.3. Визначення відстані до недоступної точки

Потрібно визначити відстань S від точки A до недоступної точки B (рис. 10.3). Відомо місцеположення точок A та B .

Прилади та інструменти: теодоліт ТЗО, стрічка ЛЗ-20, віхи, кілки та сокира.

Порядок виконання роботи. Від закріпленої кілком на місцевості точки A , зручної для кутових та лінійних

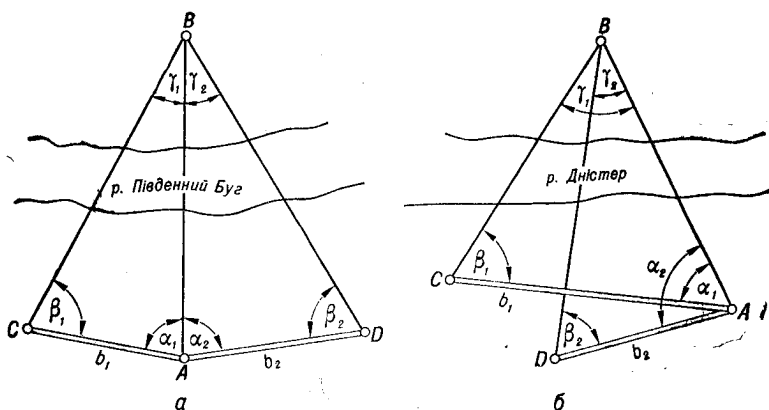


Рис. 10.3. Визначення відстані до недоступної точки:

а — при розбивці базисів на два боки; б — при розбивці базисів на один бік

вимірювань, залежно від умов у один або в обидва боки розбивають два базиси b_1 та b_2 . Точки C та D закріплюють кілками. При цьому обидві точки і довжини базисів b_1 та b_2 вибирають із умови, щоб кути γ_1 та γ_2 при точці B , яку засікають, були не менше 30° . Кожний базис вимірюють стрічкою у прямому та зворотному напрямках. Відносна середня квадратична похибка між двома результатами вимірювань не повинна перевищувати $1 : 2000$.

Установлюють теодоліт у точці A і вимірюють горизонтальні кути α_1 та α_2 і кути нахилу до горизонту базисів v_1 та v_2 у прямому напрямі. Установлюють теодоліт у точці C і вимірюють горизонтальний кут β_1 та кут нахилу базису v_1 у зворотному напрямі. Установлюють теодоліт у точці D і вимірюють горизонтальний кут β_2 та кут нахилу базису v_2 у зворотному напрямі.

Обчислюють горизонтальні проекції базисів, м:

$$d_1 = b_1 \cos v_1; \quad (10.8)$$

$$d_2 = b_2 \cos v_2. \quad (10.9)$$

Обчислюють горизонтальні кути при точці B , яку засікають,

$$\gamma_1 = 180^\circ - (\alpha_1 - \beta_1); \quad (10.10)$$

$$\gamma_2 = 180^\circ - (\alpha_2 + \beta_2). \quad (10.11)$$

Відстань S від точки A до недоступної точки B , м, обчислюють за теоремою синусів із трикутників ABC і BCD :

$$\Delta ABC \quad S' = d_1 \sin \beta_1 / \sin \gamma_1; \quad (10.12)$$

$$\Delta ABD \quad S'' = d_2 \sin \beta_2 / \sin \gamma_2. \quad (10.13)$$

Таблиця 10.3. Відомість обчислення відстані до недоступної точки

ΔABC		ΔABD	
Елементи формул	значення	Елементи формул	значення
α_1	$65^\circ 32'$	α_2	$86^\circ 27'$
β_1	$82^\circ 16'$	β_2	$72^\circ 18'$
$\alpha_1 + \beta_1$	$147^\circ 48'$	$\alpha_2 + \beta_2$	$158^\circ 45'$
γ_1	$32^\circ 12'$	γ_2	$21^\circ 15'$
$\sin \beta_1$	0,991	$\sin \beta_2$	0,953
$\sin \gamma_1$	0,533	$\sin \gamma_2$	0,262
v_1	$5^\circ 21'$	v_2	$3^\circ 43'$
$d_1 = b_1 \cos v_1$	84,7	$d_2 = b_2 \cos v_2$	42,9
$d_1 \sin \beta_1$	82,9	$d_2 \sin \beta_2$	40,9
S_1	155,5	S_2	154,9

$$S = 0,5 (155,5 + 154,9) = 155,2 \text{ м}$$

Відстань S , м, дорівнює середньому з двох обчислених значень:

$$S = 0,5(S' + S'')$$

Результати вимірювання довжини базисів, горизонтальних кутів і кутів нахилу базисів:

b_1 , м	b_2 , м	α_1	α_2	β_1	β_2	ν_1	ν_2
85	43	65° 32'	86° 27'	82° 16'	72° 18'	5° 21'	3° 43'

Результати розрахунків по визначенню відстані до недоступної точки наведені в табл. 10.3.

10.4. Визначення довжини лінії посереднім методом при наявності перешкоди

Необхідно визначити довжину лінії S , на якій побудована споруда. Видимість між точками B та C , які визначають цю лінію, відсутня (рис. 10.4).

Прилади та інструменти: теодоліт ТЗО, стрічка ЛЗ-20, віхи, кілки та сокира.

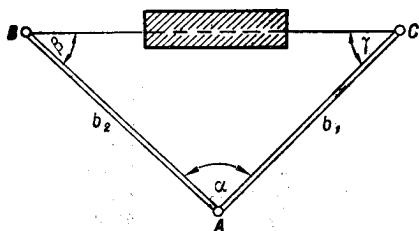
Порядок виконання роботи. На місцевості вибирають та закріплюють кілками точку A так, щоб вийшов трикутник ABC , близький до рівнобічного. З точки A розбивають два базиси — b_1 та b_2 , кожний вимірюють стрічкою в прямому та зворотному напрямках.

Відносна середня квадратична похибка між результатами вимірювання не повинна перевищувати 1 : 2000. Установлюють теодоліт в точці A і вимірюють горизонтальний кут α та кути нахилу до горизонту ν_1 та ν_2 .

За формулами (10.1) та (10.2) визначають горизонтальні проекції базисів b_1 та b_2 . Кути β та γ обчислюють за формулами тригонометрії:

$$(\beta + \gamma)/2 = 90^\circ - \alpha/2; \quad (10.14)$$

$$\text{tg}(\beta - \gamma)/2 = [(b_1' - b_2')/(b_1' + b_2')] \text{ctg}(\alpha/2), \quad (10.15)$$



де b_1 та b_2 — горизонтальні проекції базисів, м.

Довжину лінії S від точки B до точки C , яку не видно, обчислюють за теоремою синусів:

$$S' = b_1' \sin \alpha / \sin \beta_1$$

$$S'' = b_2' \sin \alpha / \sin \beta_2$$

$$(10.16)$$

Рис. 10.4. Визначення довжини лінії при наявності перешкоди

Відстань S , м, дорівнює середньому з двох обчислених значень:

$$S = 0,5(S' + S''). \quad (10.17)$$

Результати вимірювань довжини базисів, горизонтального кута та кутів нахилу базисів:

b_1 , м	b_2 , м	v_1	v_2	α
92,5	87,3	$6^\circ 51'$	$5^\circ 47'$	$61^\circ 38'$

Результати розрахунків по визначенню довжини лінії посереднім методом при наявності перешкоди:

b'_1 , м	b'_2 , м	$(\beta + \gamma)/2$	$\text{ctg } \alpha/2$	$\frac{b'_1 - b'_2}{b'_1 + b'_2}$	$\text{tg } \frac{\beta - \gamma}{2}$
91,84	86,86	$59^\circ 11'$	1,672	0,028	0,0466
$\beta - \gamma/2$	β	γ	S' , м	S'' , м	S , м
$2^\circ 38'$	$61^\circ 49'$	$56^\circ 33'$	91,68	91,60	91,64

10.5. Детальна розбивка кругової кривої способом прямокутних координат

Потрібно на місцевості виконати детальну розбивку кругової кривої. Відомо місцеположення вершини кута траси, значення кута повороту траси $\varphi = 19^\circ 19'$, крок розбивки кривої ($l = 5$ м) та радіус кругової кривої ($R = 100$ м).

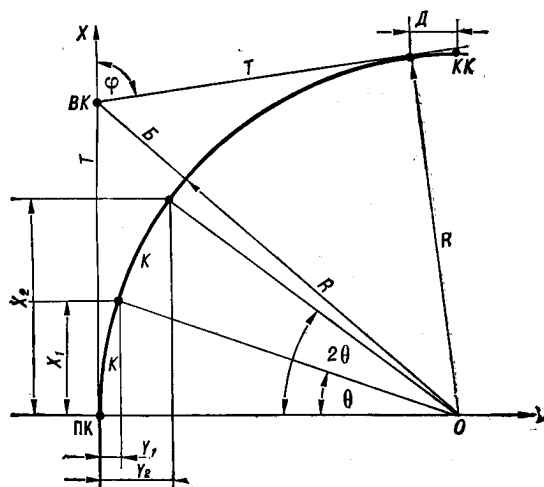


Рис. 10.5. Детальна розбивка кругової кривої

Прилади та інструменти: теодоліт ТЗО, стрічка ЛЗ-20, кілки та сокира.

Елементи кругової кривої (рис. 10.5) — тангенс T , довжину кривої K , домір D та бісектрису B , м, обчислюють за формулами:

$$T = R \cdot \operatorname{tg} \varphi/2; \quad (10.18)$$

$$K = \pi R \varphi/180^\circ; \quad (10.19)$$

$$D = 2T - K; \quad (10.20)$$

$$B = R(\sec \varphi/2 - 1). \quad (10.21)$$

За вісь абсцис X приймають тангенс, а за вісь ординат Y — радіус кривої. Початок координат співпадає з початком кривої ПК.

Обчислені значення елементів кругової кривої:

T , м	K , м	D , м	B , м
17,02	33,70	0,34	1,44

Координати кругової кривої, м, обчислюють, задаючись кутом θ , що відповідає кроку кривої l :

$$X_1 = R \sin \theta; \dots; X_n = R \sin n\theta; \quad (10.22)$$

$$Y_1 = R(1 - \cos \theta); \dots; Y_n = R(1 - \cos n\theta), \quad (10.23)$$

де n — порядковий номер точки кривої; $\theta = 180^\circ l/\pi R = 180^\circ \cdot 5/3,14 \cdot 100 = 2^\circ,87$.

Крок кривої, залежно від її довжини приймають 5 або 10 м. Результати розрахунків координат кругової кривої наведені в табл. 10.4.

Після обчислення координат кругової кривої (табл. 10.4) встановлюють теодоліт на початку кривої і, провісивши лінію тангенсів, відкладають на ній абсциси

Таблиця 10.4. Координати кругової кривої:

Крок кривої, м	Кут $n\theta$	$\sin n\theta$	$1 - \cos n\theta$	Координати, м	
				X	Y
5	2,87	0,05	0,00125	5,00	0,12
10	5,74	0,10	0,00501	10,00	0,50
15	8,61	0,1497	0,01127	14,97	1,13
20	11,48	0,1990	0,02001	19,90	2,00
25	14,35	0,2478	0,0312	24,78	3,12
30	17,22	0,2960	0,0448	29,60	4,48

точок $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$. З цих точок послідовно за допомогою екера або теодоліта будують перпендикуляри, на яких відкладають відповідно ординати $Y_1, Y_2, Y_3, \dots, Y_n$. На координатах кілками фіксують точки кривої через інтервали, що дорівнюють кроку кривої l .

10.6. Перенесення на натуру проектного горизонтального кута

Побудова горизонтального проектного кута

Потрібно виконати розбивку проектного горизонтального кута на місцевості. Відоме місцеположення вершини кута, напрям однієї із сторін та кут $\beta_n = 47^\circ 00'$ (рис. 10.6).

Прилади та інструменти: теодоліт Т30, стрічка ЛЗ-20, кілки, лінійка, шпильки.

Порядок виконання роботи. Установлюють в точці A теодоліт і приводять його в робоче положення. При крузі право візують зорову трубу на точку B і беруть відлік по горизонтальному кругу $b = 19^\circ 50'$. Лімба та аліада горизонтального круга повинні бути закріплені. Обчислюють відлік на точку C при побудові кута β_n у напрямках:

за годинниковою стрілкою

$$C = b + \beta_n = 19^\circ 50' + 47^\circ 00' = 66^\circ 50'; \quad (10.24)$$

проти годинникової стрілки

$$C = b - \beta_n = 19^\circ 50' + 360^\circ - 47^\circ 00' = 332^\circ 50'. \quad (10.25)$$

Відкріплюють аліаду горизонтального круга і повертають її вправо або вліво на заданий кут β_n . Установлюють відлік C і по центру сітки ниток труби фіксують шпилькою точку C_1 . Аналогічно будують кут β_n при крузі ліво і фіксують шпилькою точку C_2 . Якщо інструментальні та інші похибки відсутні, то точки C_1 та C_2 співпадуть. Через похибки другий напрям може не збігтися з першим. Відстань C_1C_2 за допомогою лінійки ділять навпіл і фіксують точку C . Для контролю кут BAC вимірюють і точку C остаточно фіксують кілком.

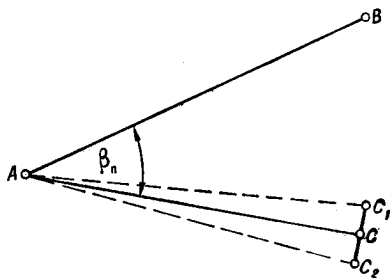


Рис. 10.6. Побудова проектного горизонтального кута

Середня квадратична похибка перенесення на натуру проектного горизонтального кута

$$m_B = \sqrt{2m_B^2 + 2m_0^2 + m_{\alpha}^2 + 2m_{\phi}^2} = 43",9, \quad (10.26)$$

де m_B , m_0 , m_{α} , m_{ϕ} — середні квадратичні похибки візування, відліка за горизонтальним кругом, центрування геодоліта, фіксації точки:

$$m_B = 20"/v = 20/18 = 1",1, \quad (10.27)$$

тут v — збільшення зорової труби теодоліта Т30;

$$m_p = 0,5t = 0,5 \cdot 60 = 30", \quad (10.28)$$

тут t — точність відлікового пристрою;

$$\begin{aligned} m_{\alpha} &= (\rho \sqrt{2}/l) \sin(\beta_{\alpha}/2) \sqrt{m_{\alpha}'^2} = \\ &= (206\,265/40) \sqrt{2} \sin(47^{\circ}/2) \cdot \sqrt{2} = 4,1", \end{aligned} \quad (10.29)$$

тут ρ — число секунд у радіані (206 265); l — довжина приблизно однакових сторін кута, м; m_{α}' — лінійна похибка центрування, що залежить від центровочного пристрою та висоти теодоліта над вершиною кута:

Способи та умови центрування	m_{α}' , мм
Нитяний висок:	
при відсутності вітру	2
при швидкості вітру до 3 м/с	3
при швидкості вітру до 5 м/с	5
Оптичний центрир при висоті приладу: до 1 м	0,3
до 1,5 м	0,5
більше 1,5 м	0,7

$$m_{\phi} = m_{\phi}' \rho / l = 2 \cdot 206\,265/40 \cdot 10^3 = 10",3, \quad (10.30)$$

тут m_{ϕ}' — лінійна похибка фіксації:

Спосіб закріплення точки	m_{ϕ}' , мм
Насічка на металевій пластині	0,5
Олівцем на бетоні:	
на гладенькій поверхні	0,5
на шорсткій поверхні	0,8
Закріплення шпилькою на поверхні землі	0,7
Закріплення дерев'яним кілком	2

Побудова проектного горизонтального кута з заданою точністю

Розбиваючи основні осі споруд, треба переносити кути на натуру з більшою точністю, ніж цього можна досягти наявним теодолітом.

Відомі проєкційний кут $\beta_n = 38^\circ 47' 20''$, необхідна точність побудови кута $m_\beta = 10''$ і точність теодоліта $t = 30''$. Побудову кута з заданою точністю виконують способом редукування в такій послідовності.

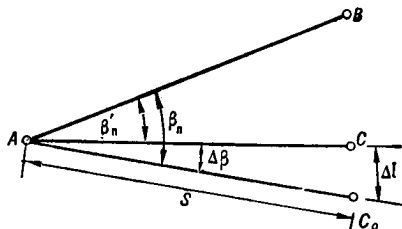


Рис. 10.7. Побудова кута з заданою точністю

Проєкційний кут $\beta_n = 38^\circ 47' 20''$ округлюють до мінут: $\beta'_n = 38^\circ 47'$. При одному положенні горизонтального круга теодоліта будують на місцевості кут β'_n описаним вище способом і відмічають точку C_0 (рис. 10.7).

Потім побудований кут вимірюють з підвищеною точністю способом кругових прийомів або багаторазово необхідним числом прийомів

$$n = t^2/m_\beta^2 = 30^2/10^2 = 9 \text{ разів.} \quad (10.31)$$

За результатами вимірювання кута n прийомами обчислюють його середнє значення

$$\beta_{BC} = (\beta'_{n1} + \beta'_{n2} + \beta'_{n3} + \dots + \beta'_{nn}). \quad (10.32)$$

Кутова поправка у вимірний кут

$$\Delta\beta = \beta_{BC} - \beta_n = 38^\circ 47' - 38^\circ 47' 20'' = -20''. \quad (10.33)$$

Таблиця 10.6. Оцінка точності вимірювання кута

№ виміру	Вимірний кут β_i	Похибка вимірювання Δ_i , мм	Δ_i^2	Оцінка точності
1	$38^\circ 48'$	+1	1	$m = \sqrt{\frac{[\Delta_i^2]}{n}} = \pm 0',87$
2	$38^\circ 47'$	0	0	
3	$38^\circ 46'$	-1	1	$M = m/\sqrt{n} = \pm 0',29$
4	$38^\circ 47'$	0	0	
5	$38^\circ 48'$	+1	1	
6	$38^\circ 46'$	-1	1	
7	$38^\circ 48'$	+1	1	
8	$38^\circ 47'$	0	0	
9	$38^\circ 46'$	-1	1	
$n = 9$	$\beta_{BC} = 38^\circ 47'$	$[\Delta_i] = 0$	$[\Delta_i^2] = 6$	

Вимірюють відстань $AC_0 = l = 119,47$ м і обчислюють лінійну поправку $CC_0 = \Delta l$:

$$\Delta l = l\Delta\beta/\rho = 119,47 \cdot 20/206\,265 = -12 \text{ мм.} \quad (10.34)$$

Потім за перпендикуляром від лінії AC_0 точку C переміщують у відповідний бік на величину Δl і визначають остаточний напрям AC . Точку C фіксують кілком.

Результати обчислень по оцінці точності вимірювань кута наведені у табл. 10.6.

При побудові проектного кута способом редукування його середня квадратична похибка

$$m_{\beta i} = \sqrt{m_{\beta}^2 + m_{\Delta\beta}^2}, \quad (10.35)$$

де похибка побудови кута

$$m_{\beta} = \sqrt{(m_r^2 + m_0^2)n + m_{\text{ш}}^2 + m_{\text{д}}^2}, \quad (10.36)$$

а похибка визначення кутової поправки $\Delta\beta$

$$m_{\Delta\beta} = m_l/\rho/l, \quad (10.37)$$

тут m_l — похибка відкладання відрізка l .

10.7. Перенесення на натуру лінії заданої довжини

Потрібно на місцевості побудувати лінію заданої довжини способом редукування. Довжина проектної лінії є горизонтальною проекцією. Тому, переносячи лінію на місцевість, у значення її довжини треба вводити поправку за нахил місцевості. Відомо початкове положення точки лінії, напрям та проектне значення її довжини (рис. 10.8).

Прилади та інструменти: стрічка ЛЗ-20, теодоліт ТЗО, термометр, сокира та кілки.

Порядок виконання роботи. Від початкової точки в заданому напрямі за допомогою стрічки ЛЗ-20 відкладають наближене значення проектної відстані D_n . Тимчасово фіксують кілком точку B_1 . Теодолітом вимірюють кут нахилу між точками A та B_1 і обчислюють перевищення h . Вимірюють температуру стрічки $t_{\text{в}}$. Обчислюють поправки в відкладену на місцевості відстань за формулами (3.9) — (3.11).

Якщо кут нахилу не більше 1° , а точність перенесення у натуру лінії за-

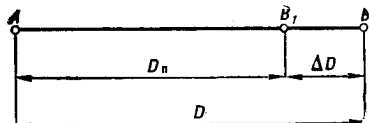


рис. 10.8. Побудова проектної лінії

Таблиця 10.7. Поправки в проектну відстань

Проектна відстань $D_{пр}$, м	Кут нахилу ν	Перевіщення h , м	Температура t , °C		Похибка за компарування $\Delta l_{к'}$, м	Поправки, м			
			компарування	вимірювання		за компарування $\Delta D_{к}$	за перевищення $\Delta D_{п}$	за температуру ΔD_t	сумарна ΔD
194,70	4° 39'	15,84	21	27	0,003	+0,029	+0,007	+0,014	+0,05

даної довжини не перевищує 1 : 2000, то поправку за нахил лінії не враховують. Сумарну поправку на компарування, нахил лінії та температуру стрічки з оберненим знаком вносять у відстань AB_1 . Якщо сумарна поправка з мінусом, то відстань AB_1 збільшують на величину сумарної поправки і фіксують кілком точку B . Результати вимірювань та обчислення поправок у проектну довжину лінії наведені в табл. 10.7.

Середня квадратична похибка перенесення на натуру лінії заданої довжини, мм,

$$m_p = \sqrt{(m_k^2 + m_c^2)D^2/l^2 + (m_t^2 + m_n^2 + m_h^2 + m_{\phi}^2)D/l}, \quad (10.38)$$

де m_k — похибка за компарування 20-метрової сталевий стрічки нормальним метром двома ($m_k = 0,6$ мм) та чотирма прийомами ($m_k = 0,4$ мм); похибка має імовірний характер, але в результаті побудови проектної довжини лінії вносить систематичну похибку;

m_c — похибка за укладання мірного приладу в створ, мм,

$$m_c = \varepsilon^2/(2l), \quad (10.39)$$

тут ε — відхилення кінця мірного приладу від створу; l — довжина стрічки;

m_t — похибка за температуру мірної стрічки, мм,

$$m_t = \alpha l m_t', \quad (10.40)$$

тут α — коефіцієнт розширення стрічки довжиною l ;

m_n — похибка визначення температури, мм;

похибка за натяг стрічки, мм,

$$m_n = m_n' \Delta p l / (\omega E), \quad (10.41)$$

де m_n — похибка визначення натягу, мм; Δp — різниця сили натягу стрічки при компаруванні та вимірюванні, Н;

ω — площа перерізу полотна стрічки, м²; E — модуль пружності матеріалу стрічки, МПа;

m_h — похибка за нахил стрічки, мм,

$$m_h = (h/l + h^3/(2l)^3) m'_h, \quad (10.42)$$

тут h — перевищення між кінцями стрічки; m'_h — похибка визначення перевищення, мм.

похибку фіксації кінцевої точки m_ϕ приймають: при фіксації стрічки шпильками — 1,5 мм, а при позначенні олівцем на поверхні бетону або асфальту — 1 мм.

Значення середніх квадратичних похибок перенесення на натуру лінії, мм:

m_k , мм	m_c , мм	m_h , мм	m_t , мм	m_n , мм	m_ϕ , мм	m_D , мм
0,6	0,5	0,2	0,5	0,1	1,5	9,3

Відносна середня квадратична похибка перенесення на натуру заданої лінії

$$m_D/D = 0,0093/194,70 = 1/20\ 935. \quad (10.43)$$

10.8. Перенесення на натуру проектних позначок

Потрібно визначити на місцевості положення проектною позначки точки. Задача вирішується при вертикальному плануванні, копанні котлованів та траншей, будівництві фундаментів споруд та трубопроводів, при установці колон і монтажі технологічного обладнання, виносі в натуру проектного контуру водосховища. Відомі планове положення точки на місцевості та її проектна позначка H_p , а також місцеположення репера і його позначка H_R (рис. 10.9). Прилади та інструменти: нівелір Н-3, рейки РН-3, сокира та кілки.

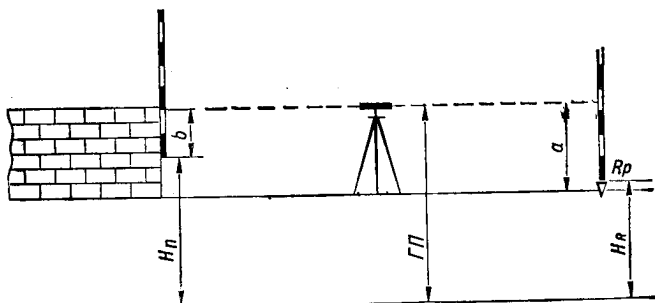


Рис. 10.9. Перенесення на натуру проектною позначки

Порядок виконання роботи. Проектні позначки переносять на натуру, як правило, геометричним нівелюванням. Висотні положення репера та проектної точки можуть бути такими: репер та проектна точка нижче горизонту приладу; репер нижче, а проектна точка вище горизонту приладу; репер та проектна точка вище горизонту приладу; репер вище, а проектна точка нижче горизонту приладу. Порядок роботи по перенесенню на натуру проектної точки залежить від перерахованих умов.

Якщо репер та проектна точка нижче горизонту приладу ($H_R < \text{ГП} > H_n$) (рис.10.9), то нівелір встановлюють посередині між репером та місцем перенесення проектної позначки. Беруть відлік a по рейці, встановленій на репері, і обчислюють горизонт приладу, м,

$$\text{ГП} = H_R + a. \quad (10.44)$$

Обчислюють на рейці відлік b , мм, при якому задана точка розміщена на проектній позначці:

$$b = \text{ГП} - H_n. \quad (10.45)$$

Установлюють рейку в шуканій точці і міняють положення її по вертикалі таким чином, щоб відлік на рейці дорівнював обчисленому значенню b . Місцеположення нижньої точки рейки буде відповідати проектному положенню шуканої точки.

Для контролю перенесення на натуру проектної позначки виконують нівеліровку від другого репера або за другою висотою приладу. Якщо похибка не перевищує допустимої, то проектну позначку залежно від умов будівництва фіксують металевим стержнем, дерев'яним кілком, олівцем на бетоні або насічкою на металевій пластині.

Якщо репер нижче, а шукана точка вище горизонту приладу ($H_R > \text{ГП} < H_n$), то горизонт приладу обчислюють за формулою (10.44), а відлік на рейці, мм, за формулою

$$b = H_n - \text{ГП}. \quad (10.46)$$

Якщо репер та шукана точка розміщені вище горизонту приладу ($H_R > \text{ГП} < H_n$), то відлік на рейці, мм, обчислюють за формулою (10.46), а горизонт приладу, м, за формулою

$$\text{ГП} = H_R - a. \quad (10.47)$$

Якщо репер розміщений вище горизонту приладу, а шукана точка нижче ($H_R > \text{ГП} > H_n$), то горизонт приладу обчислюють за формулою (10.47), а відлік по рейці — за формулою (10.45).

Таблиця 10.8. Перенесення у натуру проектної позначки

Умови	Позначка репера, H_R , м	Проектна позначка H_P , м	Відлік по рейці на репері, мм		Горизонт приладу, мм		Відліки по рейці на проектній відмітці, мм	
			$a_{чр}$	$a_{чв}$	$\Gamma_{Пчр}$	$\Gamma_{Пчв}$	$b_{чр}$	$b_{чв}$
$H_R < \Gamma_{П} >$ $> H_{п}$	239,947	239,870	1974	6757	241,921	246,704	2051	6834
$H_R < \Gamma_{П} <$ $< H_{п}$	240,909	242,110	1083	—	241,992	—	0118	—
$H_R > \Gamma_{П} <$ $< H_{п}$	237,261	236,950	1473	—	235,786	—	1162	—
$H_R > \Gamma_{П} >$ $> H_{п}$	238,950	237,890	0643	—	238,307	—	0417	—

Рейку в усіх випадках необхідно ставити п'яткою з нуля на задану точку і на репер. Результати вимірювань по перенесенню на натуру проектних позначок для різних положень репера та шуканої точки наведені в табл. 10.8.

Середня квадратична похибка перенесення на натуру проектної позначки точки, мм,

$$m_n = \sqrt{m_R^2 + m_a^2 + m_b^2 + m_i^2 + m_\phi^2}, \quad (10.48)$$

де m_R — середня квадратична похибка позначки репера, яка дорівнює 0,1 мм; m_a, m_b — середні похибки відповідно відліків на рейках, що встановлені на репері та проектній точці; m_i, m_ϕ — перевищення, обумовлене непаралельністю візирної осі зорової труби нівеліра та осі циліндричного рівня; m_ϕ — похибка фіксації проектної позначки кілком, яка дорівнює 2 мм.

Середні квадратичні похибки відліків на рейках, мм,

$$m_a = m_b = \sqrt{m_p^2 + m_{в.д}^2 + m_{п}^2 + m_{з.с}^2}, \quad (10.49)$$

де $m_p, m_{в.д}, m_{п}, m_{з.с}$ — середні квадратичні похибки відліків, мм, відповідно через неточну установку контактної рейки в нуль-пункті, неточне визначення долі поділки рейки, через похибки нанесення поділок рейки та вплив зовнішнього середовища:

$$m_p = 1,5\tau S \cdot 10^{-4}, \quad (10.50)$$

τ — ціна поділки рівня на 2 мм, яка для нівеліра Н-3

дорівнює 15"; S — відстань від нівеліра до рейки, м; при відстані від нівеліра Н-3 до рейки $S = 50$ м

$$m_p = 1,5 \cdot 15 \cdot 50 \cdot 10^{-4} = 0,11 \text{ мм};$$
$$m_{в.д} = 0,03t + 0,2S/v, \quad (10.51)$$

де t — найменша поділка рейки РН-3 (10 мм); v — збільшення зорової труби нівеліра Н-3 (30 разів);

при відстані від нівеліра Н-3 до рейки РН-3 $S = 50$ м

$$m_{в.д} = 0,03 \cdot 10 + 0,2 \cdot 50/30 = 0,63 \text{ мм};$$
$$m_n = 0,5 \text{ мм};$$

середня квадратична похибка відліків, обумовлена впливом зовнішнього середовища, може бути послаблена правильною організацією робіт.

Значення середньої квадратичної похибки на рейці, мм,

$$m_a = m_b = 0,11^2 + 0,63^2 + 0,5^2 = 0,81 \text{ мм}.$$

Середня квадратична похибка, обумовлена непаралельністю осі візування зорової труби нівеліра та його осі циліндричного рівня, мм:

$$m_i = (S_3 - S_n) i / \rho, \quad (10.52)$$

де $(S_3 - S_n)$ — різниця відстаней від нівеліра до заданої точки та передньої рейки, яка для технічного нівелювання не повинна перевищувати 10 м; i — кут між візирною оссю труби і оссю циліндричного рівня, який для нівеліра Н-3 не перевищує 10"; отже

$$m_i = 10\,000 \cdot 10/206\,265 = 0,48 \text{ мм}.$$

У результаті сумісної дії усіх перерахованих незалежних похибок сумарна середня квадратична похибка перенесення на натуру проектної позначки, мм,

$$m_n = \sqrt{0,1^2 + 0,81^2 + 0,81^2 + 0,48^2 + 2^2} = 2,36 \text{ мм}.$$

10.9. Перенесення позначок у глибокий котлован

Потрібно перенести позначку на дно глибокого котлована. Задача вирішується геометричним нівелюванням. Відомо планове положення на місцевості проектної позначки котлована (H_n) і репера (H_R) (рис. 10.10). Прилади та інструменти: один або два нівеліра Н-3, рейки РН-3, стрічка ЛЗ-20 або рулетка, сокира та кілки.

Порядок виконання роботи. Підвішують рулетку з міліметровими поділками так, щоб нуль був угорі біля кронштейна, встановленого на краю котлована. До рулетки

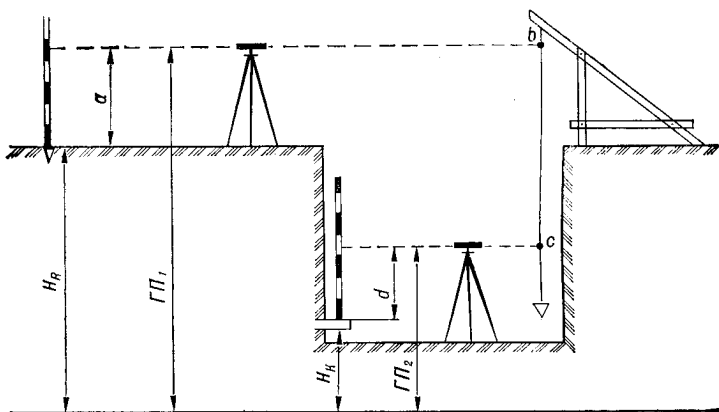


Рис. 10.10. Перенесення позначок у глибокий котлован

підвішують груз, маса якого дорівнює масі грузу при компаруванні рулетки (5—10 кг) і опускають його в посудину з в'язкою рідиною. На протилежному боці котлована встановлюють перший нівелір, а другий чи той самий після взяття відліків — на дні котлована. Приводять нівелір у робоче положення і беруть відлік на рейці, встановленій на репері, і на рулетці *b*. Обчислюють горизонт першого нівеліра, який встановлений на поверхні землі, *m*,

$$\Gamma\Pi_1 = H_R + a. \quad (10.53)$$

Беруть відлік на рулетці *C* другим нівеліром, встановленим на дні котлована, і обчислюють горизонт приладу, *m*,

$$\Gamma\Pi_2 = \Gamma\Pi_1 - (c - b). \quad (10.54)$$

Відлік на рейці, встановленій на дні котлована, що відповідає проектній позначці котлована, *mm*,

$$d = \Gamma\Pi_2 - H_K. \quad (10.55)$$

Піднімаючи або опускаючи рейку, добиваються такого положення її нижньої п'ятки, щоб відлік у зоровій трубі нівеліра дорівнював відліку *d*, обчисленому за формулою (10.55). Положення нижньої п'ятки рейки фіксують на дні котлована. Проектні параметри та результати вимірювань при перенесенні позначки в глибокий котлован наведені в табл. 10.9.

Середня квадратична похибка перенесення проектної позначки в глибокий котлован, *mm*,

$$m_t = \sqrt{m_R^2 + m_1^2 + m_2^2 + m_i^2 + m_\phi^2}, \quad (10.56)$$

Таблиця 10.9. Проектні параметри та результати вимірювання при перенесенні позначки в глибокій котлован

Позначка репера H_R , м	Проектна позначка котлована H_K , м	Відлік по рейці на репері a , мм	Відліки по рулетці, м		Горизонт приладу, м		Відлік по рейці в котловані d , мм
			b	c	$\Gamma_{П_1}$	$\Gamma_{П_2}$	
194,799	190,50	1974	0,563	5,397	196,773	191,939	1439

де $m_R, m_\phi, m_1, m_2, m_l$ — середні квадратичні похибки, мм, відповідно репера, фіксації проектної позначки на дні котлована, перенесення позначки від репера на рулетку та з рулетки на дно котлована, довжини рулетки в інтервалі між точками b та c :

$$m_1 = m_2 = \sqrt{m_a^2 + m_i^2 + m_{в.р}^2}, \quad (10.57)$$

тут $m_a, m_i, m_{в.р}$ — середні квадратичні похибки, мм, відповідно відліка на рейці, яку обчислюють за формулою (10.48), перевищення, обумовленого непаралельністю візирної осі зорової труби нівеліра та осі його циліндричного рівня, що обчислюють за формулою (10.52), відліка на рулетці, яку обчислюють за формулою

$$m_{в.р} = \sqrt{m_p^2 + m_{в.д}^2}, \quad (10.58)$$

$m_p, m_{в.д}$ — середні квадратичні похибки, мм, відповідно відліка через неточність установки рівня в нуль-пункті, яку обчислюють за виразом (10.50), відліка, обумовлена неточним визначенням долі поділки рейки, яку обчислюють за формулою (10.51);

$$m_l = \sqrt{(m_k^2 + m_{\Delta l}^2 + m_{\Delta p}^2 + m_{пр}^2)(c - b)/l}, \quad (10.59)$$

l — довжина рулетки, м ($c - b$) — довжина ділянки рулетки між точками C та B , м; $m_k, m_{\Delta l}, m_{\Delta p}, m_{пр}$ — середні квадратичні похибки відповідно за компарування рулетки (0,6 мм), за температуру рулетки, яку обчислюють за формулою (10.46), натягу рулетки, обумовлена неспівпаданням рулетки з прямовисною лінією;

$$m_{\Delta p} = m_{н.р} l / \omega E, \quad (10.60)$$

$m_{н.р}$ — середня квадратична похибка визначення сили натягу рулетки, м; ω — площа поперечного перерізу рулетки, м²; E — модуль пружності; для сталі $3 \cdot 10^4$ МПа; для обчислення середньої квадратичної похибки через

неспівпадання рулетки з прямовисною лінією, мм, використовують вираз

$$m_{\text{пр}} = K^2/(2l), \quad (10.61)$$

де K — горизонтальна відстань між нижнім кінцем і прямовисною лінією, що проходить через верхній кінець рулетки, м.

10.10. Передача позначок на монтажний горизонт

Потрібно передати позначку на монтажний горизонт. Задача вирішується геометричним нівелюванням. Відомі планове положення та проектна позначка монтажного горизонту H_M , а також місцеположення та позначка репера H_R (рис. 10.11). Прилади та інструменти: один або два нівеліра Н-3, дві рейки РН-3, стрічка ЛЗ-20 або рулетка.

Порядок виконання роботи. До кронштейна, встановленого на монтажному горизонті, підвішують рулетку або стрічку з міліметровими поділками нулем вверху. До рулетки підвішують груз масою 5—10 кг і опускають його у відро з рідиною. Один нівелір установлюють на поверхні землі, а другий — на монтажному горизонті. Беруть відліки на рейці a_1 , встановленій на репері a_1 та на рулетці b_1 . Обчислюють горизонт приладу першого нівеліра, м,

$$\Gamma\Pi_1 = H_R + a_1. \quad (10.62)$$

Беруть відлік другим нівеліром, встановленим на монтажному горизонті, та на рулетці c_1 , і обчислюють горизонт приладу, м,

$$\Gamma\Pi_2 = \Gamma\Pi_1 + (b_1 - c_1). \quad (10.63)$$

Відлік на рейці, встановленій на монтажному горизонті, що відповідає його проектній позначці, мм,

$$d_1 = \Gamma\Pi_2 - H_M. \quad (10.64)$$

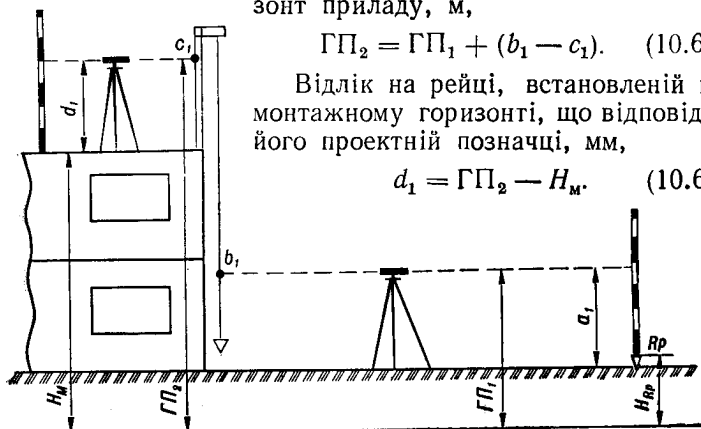


Рис. 10.11. Перенесення позначок на монтажний горизонт

Таблиця 10.10. Перенесення позначки на монтажний горизонт

Позначка репера H_R , м	Проектна позначка монтаж-ного горизонту H_M , м	Відлік по рейці на репері a_1 , мм	Відліки по рулетці, м		Горизонт приладу, м		Відлік по рейці на монтаж-ному горизонті d_1 , мм
			b_1	c_1	$\Gamma_{П_1}$	$\Gamma_{П_2}$	
194,799	201,10	1983	0,536	6,517	196,782	202,763	1663

Піднімаючи або опускаючи рейку, добиваються такого положення її нижньої п'яти, щоб відлік у зоровій трубі нівеліра дорівнював величині d_1 . Положення нижньої п'яти рейки фіксують на монтажному горизонті. Проектні параметри та результати вимірювань по перенесенню позначки на монтажний горизонт наведені у табл. 10.10.

Середню квадратичну похибку передачі проектної позначки на монтажний горизонт обчислюють за формулою (10.56), використовуючи формули (10.57) — (10.61).

10.11. Перенесення на натуру лінії з заданим уклоном

Потрібно побудувати на місцевості лінію заданого уклону у відомому напрямі. Залежно від потрібної точності задача може бути вирішена з допомогою горизонтального або похилого променя візування нівеліра при невеликих перевищеннях або теодолітом при великих перевищеннях, а також з допомогою візирок. Її практична реалізація полягає у тому, щоб на місцевості у створі проектної лінії вбити ряд кілків, верхні зрізи яких були б розміщені на лінії заданого уклону.

Перенесення на місцевість лінії заданого уклону похилим променем візування в нівелір

Відомі напрям, довжина проектної лінії L_{AB} та її уклон, місцеположення та позначка H_A однієї з точок (рис. 10.12). Прилади та інструменти: нівелір Н-3, рейки РН-3, стрічка ЛЗ-20, сокира та кілки.

Порядок виконання роботи. Спочатку переносять на місцевість проектну лінію довжиною L_{AB} з врахуванням поправки за кут нахилу. Потім стрічкою розбивають лінію AB через заданий інтервал d на окремі відрізки і закріплюють їх кілками. В створі проектної лінії забивають ряд кілків, щоб їх верхні зрізи відповідали лінії заданого

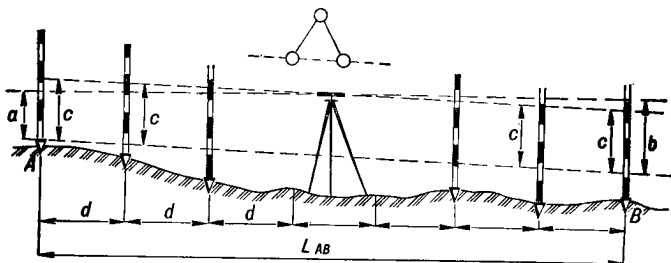


Рис. 10.12 Побудова лінії заданого уклону нівелюванням з середини

уклону. Лінію заданого уклону можна побудувати нівелюванням із середини або вперед.

Спосіб нівелювання із середини. При побудові заданого уклону нівелюванням із середини (рис. 10.12) нівелір установлюють на однакових відстанях від точок A та B так, щоб лінія, яка проходить через два піднімальних гвинта нівеліра, була паралельною створу між точками. Приводячи нівелір у робоче положення, беруть відлік на рейці в точці A і обчислюють горизонт приладу, м,

$$\text{ГП} = H_A + a. \quad (10.65)$$

Обчислюють відлік b на рейці у точці B , мм,

$$b = \text{ГП} - i_{AB}L_{AB}, \quad (10.66)$$

де i_{AB} — проектний уклон; L_{AB} — відстань між точками, м.

Знаючи відлік b , звичним способом виносять на місцевість позначку, м,

$$H_B = H_A - i_{AB}L_{AB}, \quad (10.67)$$

де H_A — проектна позначка точки A , м.

Методом наближення добиваються однакових відліків на обох рейках, встановлених у крайніх точках. Для цього, спочатку працюючи двома піднімальними гвинтами, розміщеними в напрямі лінії візування, виводять середню нитку сітки нівеліра на відлік у точці A :

$$a'_{\text{ср}} = 0,5(a + b). \quad (10.68)$$

Потім візують зорову трубу нівеліра на рейку в точці B та обчислюють середнє з двох відліків

$$a''_{\text{ср}} = 0,5(a'_{\text{ср}} + b). \quad (10.69)$$

Цей процес повторюють доти, доки відліки на двох рейках не співпадуть і не будуть рівні відліку c . У даному положенні візирна вісь зорової труби нівеліра буде пара-

Таблиця 10.11. Перенесення лінії заданого уклону нівелюванням із середини

№ набліження	Позначка точки H_A , м	Уклон i_{AB}	Відстань між точками L_{AB} , м	Інтервал між кілками d , м	Позначка точки H_B , м	Відлік по рейці на точці a , мм	Горизонт приладу ГП, м	Відлік по рейці на точці b , мм	Середній відлік c , мм
1	211,947	0,005	140	20	211,247	1419	213,366	1919	1669
2						1669		1729	1699
3						1699		1705	1702
4						1702		1702	1702

лельною лінії AB , тобто розміститься під заданим уклоном. Після цього послідовно на відстані d установлюють рейки і забивають кілки в землю до тих пір, поки відліки на рейках не будуть дорівнювати відлікам на крайніх точках c . Верхні зрізи кілків будуть відмічати на місцевості лінію заданого уклону. Проектні параметри та результати вимірювань по перенесенню на місцевість лінії заданого уклону похилим променем візування нівелюванням із середини наведені в табл. 10.11.

Спосіб нівелювання вперед. При побудові заданого уклону нівелюванням вперед (рис. 10.13) нівелір установлюють над точкою A . При цьому один із піднімальних гвинтів нівеліра повинен бути розміщений за напрямом лінії AB . Пряма, що з'єднує два інших гвинта, повинна бути перпендикулярна лінії AB . Приводять нівелір у робоче положення. Вимірюють висоту приладу l , обчислюють відлік b на рейці, мм, встановленій в точці B , який відповідає проектному уклону i_{AB} :

$$b = l + i_{AB}L_{AB}. \quad (10.70)$$

З допомогою піднімального гвинта, розміщеного на лінії AB , нахилиють зорову трубу нівеліра на відлік по

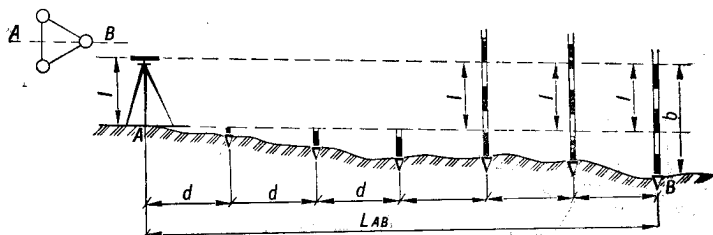


Рис. 10.13. Побудова лінії заданого уклону нівелюванням вперед

Таблиця 10.12. Перенесення лінії заданого уклону нівелюванням вперед

Позначка точки A H_A , м	Уклон i_{AB}	Відстань між точками, L_{AB} , м	Інтервал між кілками d , м	Позначка точки B H_B , м	Висота приладу I , м	Відлік на точці b , мм
211,922	0,005	120	20	211,322	1,479	2079

рейці b . Похилий промінь візування зорової труби нівеліра займе положення, паралельне проектному уклону i_{AB} . Піднімають рейку, встановлену в точці B , до тих пір, поки відлік по середній нитці сітки не буде дорівнювати висоті приладу I . У цьому випадку положення нижньої п'ятки рейки буде відповідати проектному значенню позначки точки B . Точку B фіксують забиванням кілка до рівня нижньої п'яти рейки. Після цього послідовно на відстані d установлюють рейки і забивають кілки в землю до тих пір, поки відліки на рейках не будуть дорівнювати висоті приладу I .

Верхні зрізи кілків будуть позначати на місцевості лінію заданого уклону. Проектні параметри та результати вимірювань по перенесенню на місцевість лінії заданого уклону похилим променем візування нівелюванням вперед наведені в табл. 10.12.

Побудова проектного уклону лінії за допомогою візирок

Відомі напрям та довжина проектної лінії. Позначки проектних точок A та B (рис. 10.14), з допомогою яких на місцевості позначено уклон лінії, побудовані звичним способом раніше. Метод використовують у тому випадку, коли не потрібна висока точність і довжина проектної лінії не перевищує 100 м. Прилади та інструменти: три однакові за висотою візирки, сокира та кілки.

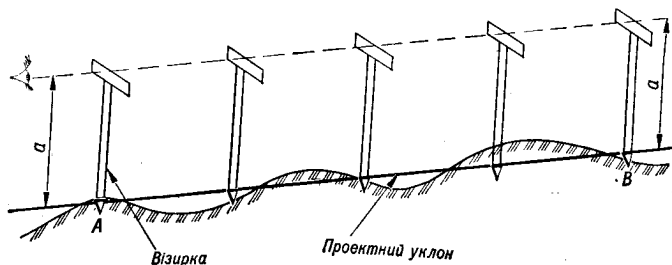


Рис. 10.14. Побудова проектного уклону за допомогою візирок

Порядок виконання роботи. Установлюють одну візирку прямовисно на кілок у точці A , забитий на проектну висоту. Другу візирку встановлюють прямовисно на кілок в точці B , забитий також на проектну позначку. Виконуючий розбивку стає в точці A коло першої візирки і дивиться у напрямі другої візирки. Помічник з третьою ходовою візиркою переміщується від другої візирки до спостерігача. Ходова візирка опускається униз або піднімається уверх доги, поки її верх не займе положення на лінії візування між закріпленими першою та другою візирками. У цьому випадку нижній кінець ходової візирки фіксує точки лінії заданого уклону, які закріплюють кілками.

10.12. Побудова площини заданого уклону

З метою перенесення у природу проекту вертикального планування потрібно побудувати на місцевості площину з поздовжнім $i_1 = 0,005$ та поперечним $i_2 = 0,002$ уклонами. При невеликих перевищеннях задача вирішується з допомогою похилого променя візування нівеліра, а при значних перевищеннях — теодолітом (рис. 10.15). Прилади та інструменти: Н-3, рейки РН-3, стрічка ЛЗ-20, сокира та кілки.

Порядок виконання роботи. Для побудови площини заданого уклону спочатку обчислюють проектні позначки її чотирьох куткових точок A , B , C та D і виносять їх на природу.

Розміщують у точці A нівелір так, щоб два піднімальних гвинта розмістились за напрямом AB , а третій — перпендикулярно до цього напрямку (рис. 10.15). Приводять нівелір у робоче положення і вимірюють висоту приладу I . З допомогою трьох піднімальних гвинтів доводять вісь візування, до такого положення, при якому відліки на рейках, встановлених у точках A , B , C та D , будуть однаковими та рівними висоті приладу. При цьому похила площина, що проходить через вісь візування зорової труби нівеліра, буде паралельною заданій площині. Переміщують рейку в границях площини так, щоб відліки на ній весь час були однаковими і дорівнювали висоті приладу I . У результаті отримують систему необхідних точок, які будуть фіксувати проектне

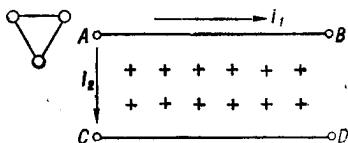


Рис. 10.15. Побудова площини заданого уклону

Таблиця 10.13. Побудова площини заданого уклону

Відстань, м		Уклони		Позначки точок, м				Висота приладу I , мм
AB	AC	i_1	i_2	A	B	C	D	
80	60	0,005	0,002	211,95	211,55	211,80	211,43	1463

положення площини із заданими уклонами. Проектні параметри та результати вимірювань при побудові площини заданого уклону наведені в табл. 10.13.

10.13. Визначення поздовжнього уклону річки

Потрібно визначити поздовжній уклон річки Прилади та інструменти: нівелір Н-3, рейки РН-3, стрічка ЛЗ-20, міліметрова лінійка, сокира і кілки.

Порядок виконання роботи. Уздовж берега річки прокладають нівелірний хід і закладають репери (рис. 10.16, а). Біля реперів у точках урізу води забивають кілки так, щоб їх вершини виступали над водою (рис. 10.16, б).

Нівелюванням визначають перевищення вершин кілків h_1 та h_2 , забитих напроти реперів біля урізів води. В установленний момент за звіреними годинниками спостерігачі одночасно на обох кілках відмічають рівні води гострим пожем або олівцем. Міліметровою лінійкою вимірюють відстані від позначок рівня до вершин кілків d_1 та d_2 . Обчислюють позначки рівня води в річці, м: у верхній за течією точці

$$H_1 = H_{R1} - h_1 - d_1; \quad (10.71)$$

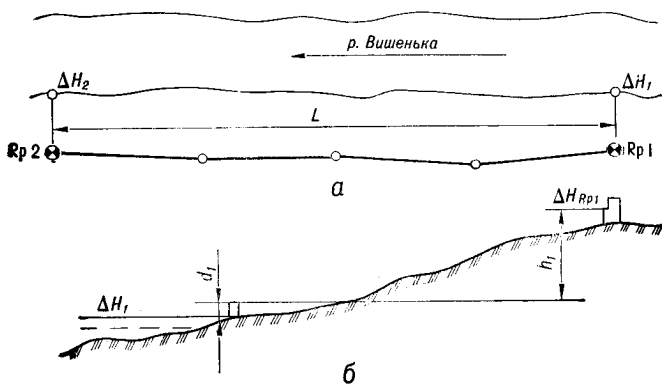


Рис. 10.16. Визначення поздовжнього уклону річки: а — план річки; б — поперечний розріз річки

Таблиця 10.14. Визначення поздовжнього уклону річки

Позначка репера, м		Перевіщення репера над кілком, м		Відстань між кілками L , м	Відстань від вершини кілка до урізу води, мм		Позначки рівня води, м		Уклон i
H_{R1}	H_{R2}	h_1	h_2		d_1	d_2	H_1	H_2	

211,950 211,039 1,974 1,983 500 0,197 0,131 209,779 208,915 0,002

нижній за течією точці

$$H_2 = H_{R2} - h_2 - d_2, \quad (10.72)$$

де H_{R1} , H_{R2} — позначки першого та другого реперів, м.
Уклон річки на одиницю її відстані

$$i = (H_1 - H_2)/L, \quad (10.73)$$

де L — відстань між точками, м.

Результати вимірювань по визначенню поздовжнього уклону річки наведені в табл. 10.14.

Зпитання та завдання для самоперевірки

1. Визначте висоту доступної та недоступної споруди.
2. Визначте відстань до недоступної точки.
3. Визначте довжину лінії посереднім методом.
4. Виконайте детальну розбивку кругової кривої способом прямокутних координат.
5. Перенесіть на натуру проектний кут з звичайною та заданою точністю.
6. Побудуйте на місцевості проектну відстань.
7. Перенесіть на натуру проектну позначку.
8. Перенесіть позначку у глибокий котлован та на монтажний горизонт.
9. Побудуйте на місцевості лінію заданого уклону з допомогою нівеліра та візирок.
10. Побудуйте площину заданого уклону.
11. Як визначити поздовжній уклон річки?

ГЛАВА 11

ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ РОЗВІДУВАННЯ І ВИКОНАВЧІ ЗЙОМКИ

11.1. Види та програма інженерних розвідувань

Основою для розроблення проектів будівництва є матеріали польових розвідувань та досліджень, які дозволяють детально вивчити природно-історичні умови в районі,

господарську та економічну доцільність, санітарно-технічні, протипожежні та інші умови.

Основне завдання розвідувань та досліджень — комплексне вивчення природних умов району будівництва з метою отримання необхідних матеріалів для розроблення економічно доцільних і технічно обгрунтованих рішень при проектуванні та будівництві об'єктів, а також даних для складання прогнозу змінення навколишнього природного середовища під впливом будівництва та експлуатації підприємств і споруд.

Геофізичним дослідженням піддаються всі компоненти природного середовища: рельєф земної поверхні, атмосфера, гідросфера, літосфера та біосфера. Оптимальне з природно-охоронних позицій розміщення об'єктів, що проектуються, повинно визначатися взаємною ув'язкою екологічних показників та характеристик, враховуючи пріоритети провідного природокористувача, тобто людини.

Зміст і методика інженерних розвідувань залежать від стадії складання проекту. Для невеликих об'єктів практикується одностадійне проектування — складання робочого проекту. При двохстадійному проектуванні на першій стадії розробляють проект, що визначає економічну доцільність, технічну можливість будівництва та його кошторисну вартість. Другою стадією складання проекту є робоча документація, яку розробляють на основі затвердженого проекту; вона містить деталі елементів споруд. Залежно від стадії проектування споруд інженерні розвідування бувають проблемні, попередні та остаточні.

Проблемні розвідування виконують для розробки техніко-економічних розрахунків (ТЕР) та складання техніко-економічного обгрунтування (ТЕО). *Попередні розвідування* виконують для складання робочого проекту, а остаточні — для складання робочої документації. При двохстадійному проектуванні виконують попередні та остаточні розвідування. При одностадійному проектуванні для складання робочого проекту виконують остаточні розвідування.

Розвідування та дослідження за складом, змістом і завданням залежно від стадії проектування поділяють за періодом отримання вихідних матеріалів на передбудівельні, будівельні та експлуатаційні. *Передбудівельні розвідування* необхідні при великому періоді між завершенням проектних робіт і початком будівництва. *Будівельні розвідування* виконують при змінненні проекту виробництва робіт у період будівництва та складних геодезичних роботах по перенесенню проекту в натуру. Під час *експлуатаційних роз-*

відувань отримують матеріали для ремонту, реконструкції та подальшого удосконалення побудованих споруд.

Залежно від стадії будівництва розвідування за призначенням можуть бути міськими, промисловими, гідротехнічними, гідромеліоративними, автомобільних та залізних доріг, трубопроводного транспорту, енергетичними та санітарно-технічними. Коли розвідування виконуються для декількох галузей виробництва, то вони є комплексними. Якщо розвідування відносяться до однієї галузі будівництва, то вони є спеціалізованими. Міра спеціалізації залежить від характеру диференціації галузі будівництва. Міські розвідки, які охоплюють промислову, санітарну, комунальну та складську зони міста та його дорожню мережу, є комплексними.

Залежно від характеру матеріалів, які одержують для складання проекту, бувають інженерно-геодезичні, інженерно-геологічні, інженерно-гідрометеорологічні, інженерно-економічні, геоботанічні та інші розвідування. Всі вони підрозділяються на підготовчі, польові та камеральні. У підготовчий період розвідувань виконують збір, аналіз і узагальнення матеріалів про природні умови району, складаються програми, графіки та кошториси, договори на виконання польових розвідок. Основний обсяг топографо-геодезичних та інших видів робіт виконують у період польових інженерних розвідувань. У процесі камеральних робіт виконують обробку польових матеріалів і складають технічний звіт, що повинен вмещувати дані, які необхідні для розроблення проектно-кошторисної документації відповідної стадії проектування.

Для виконання інженерно-геодезичних розвідувань замовник видає технічне завдання, яке є основою для складання програми розвідувань і відповідної кошторисно-договірної документації на виконання робіт.

При розробці технічного завдання враховують те, що **по-перше, правильне рішення основних задач і визначення доцільності заходів, що планують у проекті, в значній мірі залежить від достовірності і повноти матеріалів розвідок, по-друге, зайвий обсяг розвідувань приводить до подорожчання та подовження строків проектно-розвідувальних робіт.**

Технічне завдання, яке видає замовник проектно-розвідувальній або другій спеціалізованій організації, повинно містити: вказівку про призначення і види розвідувань; назву об'єкту; дані про місцезорозташування та межі району будівництва, відомості про стадії проектування, дані

дро призначення і види споруд; характеристики конструктивних особливостей та основні параметри споруд з указанням можливих варіантів їх розміщення; дані про передбачувані види впливу та величини навантаження на фундаменти, відомості про намічувані типи фундаментів, розміри та глибину їх закладки; допустимі величини деформації підвалин споруд; дані про особливості будівництва та експлуатації споруд, які можуть привести до змінення природного середовища; особливі вимоги до точності проведення інженерних розвідок, строки та порядок подання звітних матеріалів.

На основі технічного завдання та вимог відповідних нормативних документів складається за узгодженням із заказником програма розвідувань. Вона включає: назву та місцезположення об'єкту з указанням адміністративного району; коротку фізико-географічну характеристику району та місцевих природних умов, які впливають на організацію та проведення розвідувань; відомості про вивченість району, існуючі матеріали та рекомендації по їх використанню; обґрунтування категорій складності природних умов, складу, обсягів, методів і послідовності виконання розвідувань; обґрунтування площ і місць проведення окремих видів розвідувань; умови, пов'язані з охороною природного середовища при виконанні розвідувань; особливі умови до організації, технології виробництва та безпеки проведення робіт.

При складанні програми передбачається максимальне використання матеріалів раніше виконаних розвідувань та інших даних про природні умови району розвідувань. Склад, обсяги, методи та послідовність виконання робіт обґрунтовуються у програмі на основі вимог інструкцій по інженерним розвідуванням для відповідних видів будівництва з врахуванням типів та призначення споруд, установленої стадійності проектування, площі досліджуваної території, міри вивчення та складності природних умов.

Інженерно-геодезичні розвідування виконують для вивчення топографічних умов району, на основі яких проектують, будують та експлуатують інженерні споруди.

Склад інженерно-геодезичних розвідувань, міра їх повноти, детальності та точності залежить від стадії проектування споруд. Склад інженерно-геодезичних розвідувань:

збір і аналіз існуючих матеріалів топографо-геодезичного вивчення з метою оцінки їх репрезентативності та достатності;

створення геодезичної основи топографічних зйомок шляхом побудови державної геодезичної мережі 3-го та 4-го класів, геодезичної мережі згущення 1-го та 2-го розрядів і нівелірної мережі II, III та IV класів, а також планово-висотної геодезичної мережі в вигляді теодолітно-нівелірних і теодолітно-тахеометричних ходів;

крупномасштабні топографічні зйомки аеротопографічними та наземними методами;

оновлення топографічних планів;

зйомка підземних інженерних комунікацій;

геодезичне трасування лінійних споруд;

інженерно-геодезичне забезпечення інженерно-геологічних, інженерно-гідрометеорологічних та інших видів розвідувань, а також спеціальних геодезичних спостережень;

картографічні роботи, що крім складання топографічних карт включають складання геологічних, гідрогеологічних, кліматичних, гідрологічних, ґрунтових та інших карт.

До початку робіт на основі технічного завдання розробляють програму інженерно-геодезичних розвідувань. Технічне завдання на виконання топографо-геодезичних робіт включає назву об'єкту та його загальну характеристику; указання про стадійність проектування; відомості про призначення, види та обсяги робіт; дані про системи координат і висот, площі та масштаби зйомок, про висоту перерізу рельєфу на окремих ділянках; вказівки про черговість виконання робіт і строки видачі матеріалів. До технічного завдання додається схема, на якій показують межі ділянок зйомки з врахуванням запроектованих комунікацій.

Програма виконання інженерно-геодезичних розвідувань складається на весь комплекс робіт і визначає склад, методи та строки робіт, а також їх об'єми та кошторисну вартість. Текстова частина програми включає відомості про фізико-географічні характеристики району та його топографо-геодезичну вивченість, про систему координат і висот, види топографічних зйомок, технічний контроль та приймання робіт, строки, обсяги і вартість робіт і перелік матеріалів, що видаються замовнику. До програми додають карту-схему з межами ділянок зйомки та розграфкою аркушів плану, схему опорних геодезичних мереж, креслення спеціальних зовнішніх знаків і центрів геодезичних пунктів, а також проект прив'язки інженерно-геологічних розробок та точок.

11.2. Геодезична основа, масштаб зйомки та висота перерізу рельєфу

Геодезичною основою топографічних зйомок є пункти державних та зйомочних геодезичних мереж. Зйомочна геодезична мережа будується з метою згущення геодезичної планової та висотної основи до густоти, що забезпечує виконання топографічної зйомки. Кількість точок зйомочного обґрунтування для незабудованої території залежить від масштабу зйомки [5]:

Масштаб зйомки	Кількість точок на 1 км ²
1 : 5000	Не менше 4
1 : 2000	12
1 : 1000	16

На забудованій території кількість точок зйомочного обґрунтування визначається в період рекогносцировки

Зйомочна мережа розвивається від пунктів державних геодезичних мереж, геодезичних мереж згущення 1-го та 2-го розрядів. Пункти зйомочної мережі визначають побудовою триангуляційних мереж, прокладенням теодолітних та мензульних ходів, прямими, зворотними та комбінованими засічками. При побудові зйомочної мережі одночасно визначають положення точок у плані та по висоті. Висоти точок зйомочного обґрунтування визначають геометричним або тригонометричним нівелюванням. Допустимі довжини теодолітних ходів між вихідними пунктами залежать від масштабу зйомки, граничної відносної похибки на точності мірного приладу (табл. 11.1) [5].

Вид планової та висотної опорної геодезичної мережі вибирають залежно від площі зйомки. До зйомки територій площею, більшою 5 км², планова геодезична мережа будується методами триангуляції, трилатерації та полігонометрії 4-го класу і вище, а також геодезичних мереж

Таблиця 11.1. Допустимі довжини ходів при $m_S = 0,2$ мм, км

Масштаб зйомки	Відносна похибка		
	1 : 3000	1 : 2000	1 : 1000
1 : 5000	6	4	2
1 : 2000	3	2	1
1 : 1000	1,8	1,2	0,6
1 : 500	0,9	0,6	0,4

згущення 1-го та 2-го розрядів. Геодезичні мережі 1-го та 2-го розрядів служать плановим обгрунтуванням на площі 2,5—5 км². При зйомці площі 1—2,5 км² будують геодезичні мережі 2-го розряду. На площі, яка менше 1 км², плановою основою є теодолітні ходи або мікротриангуляція. Висотним обгрунтуванням на площі, яка більше 10 км², є мережі нівелювання II, III та IV класів. Для території площею 1—10 км² висотним обгрунтуванням є нівелювання IV класу, а менше 1 км² — технічне нівелювання.

Об'єм, зміст та вартість робіт геодезичних розвідувань визначається масштабом зйомки, обумовленим масштабоутворюючими факторами. До них належать: повнота зображення, яка залежить від мінімального розміру представленого на плані елементу місцевості, детальності зображення, яка визначається докладністю відображення на плані топографічних елементів або допустимих похибок у зображенні абрисів ситуаційних контурів і форм рельєфу; точність зображення, яка виражається похибкою у взаємному положенні точок місцевості на плані та по висоті. Крім того, масштаб повинен враховувати призначення зйомки, розміри ділянки та стадію проектування. Масштаб топографічної зйомки обчислюють за формулою

$$M = A/a, \quad (11.1)$$

де M — знаменник масштабу зйомки; A — відстань на місцевості, м, що відповідає відрізу на плані a , м.

Мінімальне значення відстані A_{\min} залежить від масштабоутворюючих факторів, а мінімальне значення a_{\min} визначається можливостями графічного зображення на плані.

Висота перерізу рельєфу h_n , м, залежить від масштабу зйомки, характеру рельєфу місцевості, призначення, потрібної точності площ, вида будівництва і обчислюється за формулою

$$h_n = d_{\min} \operatorname{tg} v_{\max}, \quad (11.2)$$

де d_{\min} — найменша відстань між горизонталями, м; v_{\max} — гранична крутизна схилу, при якій рельєф ще можливо зображувати горизонталями.

При інженерно-геодезичних розвідках залежно від характеру рельєфу місцевості установлюють відповідно масштабу зйомки висоту перерізу рельєфу (табл. 11.2) [5].

У окремих випадках для складання планів ділянок промислових підприємств і вулиць міст з густою мережею

Таблиця 11.2. Висота перерізу рельєфу, м

Рельєф ділянок зйомки	Масштаб зйомки			
	1 : 5000	1 : 2000	1 : 1000	1 : 500
Рівнинний, з кутами нахилу до 2°	0,5; 1	0,5; 1	0,5	0,5
Горбистий, з кутами нахилу до 4°	1; 2	0,5; 1; 2	0,5	0,5
Пересічний, з кутами нахилу до 6°	2; 5	1; 2	0,5; 1	0,5
Гірський та передгірний	2; 5	2	1	1

підземних комунікацій виконують топографічні зйомки в масштабі 1 : 100 з висотою перерізу рельєфу 0,5 та 0,25 м.

Остаточний вибір масштабу топографічної зйомки та висоти перерізу рельєфу виконують із врахуванням виду будівництва, призначення плану, типів споруд і стадійності їх проектування, густоти інженерних комунікацій, характеру забудови, міри благоустрою територій, природних умов району та характеристики рельєфу.

11.3. Призначення і зміст топографічних планів

Крупномасштабний топографічний план, на якому зображають весь комплекс наземних, підземних і повітряних споруд, називають *генеральним планом*. На будівельному генеральному плані показують запроектовані постійні споруди, координати головних осей та позначки основних горизонтів. Виконавчий генеральний план складають за результатами виконавчих зйомок збудованих постійних і тимчасових споруд.

Топографічні плани масштабу 1 : 5000 призначені для таких цілей: розробки генеральних планів і проектів розміщення будівництва першої черги значних, великих і середніх міст, а також для складання схем розміщення в них жилих і промислових районів, що проектуються; складання планів проектів інженерних споруд і проектів найбільш складних вузлів при розробці планування приміської зони; складання технічних проектів промислових і гірничодобувних підприємств; складання технічних проектів зрошування та осушення земель; камерального трактування автомобільних доріг в умовах складного рельєфу місцевості, на під'їздах до значних пунктів та в інших

місцях із складною ситуацією; проектування трас повітряних ліній електропередач у місцях перетину та зближення їх із спорудами.

Крім того, топографічні плани масштабу 1 : 5000 використовують для інших цілей і вони є основою для складання топографічних і спеціалізованих планів і карт більшого масштабу.

Топографічні плани масштабу 1 : 2000 призначаються для таких цілей:

розробки генеральних планів малих міст, селищ міського типу та сільських населених пунктів;

складання проектів детального планування та ескізів забудови, проектів планування міських промислових районів, проектів найбільш складних транспортних розв'язок у містах на стадії розробки генеральних планів;

складання виконавчих планів гірничопромислових підприємств;

складання технічного проекту і робочої документації зрошення та осушення земель;

проектування автомобільних доріг і залізниць на стадії проекту у гірських районах і робочої документації в рівнинних і горбистих районах;

складання технічної документації трубопровідних, насосних і компресорних станцій, переходів через великі ріки.

Топографічні плани масштабу 1 : 1000 призначаються для таких цілей:

складання проекту та робочої документації забудови на незабудованій території або території з одноповерховою забудовою;

проектування вертикального планування;

складання проектів озеленення території та планів існуючих підземних мереж і споруд і прив'язка їх до ділянок будівництва;

складання робочої документації бетонних гребель, будівель ГЕС та камер-шлюзів;

проектування напірних трубопроводів, гідротехнічних споруд, каналізації та теплогазопостачання у населених пунктах з густою забудовою;

розробка робочої документації при проектуванні і будівництві гірничодобувних і збагачувальних підприємств.

Топографічні плани масштабу 1 : 500 призначаються для таких цілей:

складання виконавчого генерального плану ділянки будівництва і робочої документації багатопверхової

капітальної забудови з густою мережею підземних комунікацій та промислових підприємств;

проектування вертикального планування та прив'язки будівель і споруд до ділянок будівництва на забудованих територіях міста;

складання планів підземних мереж і споруд, робочої документації гребель, напірних трубопроводів, будівель ГЕС, порталів тунелів.

Топографічні плани містять відомості про об'єкти та контури місцевості і рельєф. На них у залежності від масштабу умовними знаками достовірно та з необхідною мірою точності та детальності зображають:

пункти державної геодезичної мережі та планово-висотного обґрунтування;

будівлі, жилі та нежилі будинки з указанням призначення, матеріалу та поверховості;

промислові об'єкти, бурові та експлуатаційні свердловини, наземні трубопроводи, лінії електропередач, колодязі та мережі підземних комунікацій, об'єкти комунального господарства;

залізні, шосейні та ґрунтові дороги всіх видів і споруди на них: мости, тунелі, переїзди, переправи та шляхопроводи;

гідрографія (ріки, озера, водосховища, площі розливів);

об'єкти гідротехнічного та водного транспорту;

канали, водоводи та водорозподілюючі пристрої, греблі;

пристані, шлюзи, маяки, навігаційні знаки;

об'єкти водопостачання (колодці, колонки, резервуари, відстійники, природні джерела);

рельєф місцевості з використанням горизонталей, позначок висот, бергштрихів, умовних знаків обривів, скель, осипів, балок, льодовиків;

рослинність деревна, кущова, трав'яна, культурна: ліси, сади та луки, окремі дерева та кущі з указанням породи;

ґрунти та мікроформи земної поверхні: піски, гальки, такири, глинисті, щебневі, монолітні та інші поверхні, болота, солончаки;

граничі (політико-адміністративні, землекористувачів, різні огорожування).

На топографічних планах пишуть власні назви населених пунктів, вулиць, залізничних станцій, пристаней, лісів, солончаків, вершин, перевалів, долин, боліт та інших об'єктів.

11.4. Крупномасштабні топографічні зйомки

Особливостями зйомок для будівельних цілей є аналітичне кодування характерних точок споруд і будівель, до яких відносяться кути будівель, центри колодців підземних комунікацій, вершини примикання та повороти шляхів сполучення.

Топографічна зйомка місцевості виконується стереотопографічним, комбінованим, мензульним, тахеометричним, фототеодолітним, горизонтальним і другими методами, що дозволяють забезпечувати вимоги до нормативних документів по інженерно-геодезичним розвідуванням для будівництва. Метод зйомки вибирають на основі техніко-економічного обґрунтування, що враховує строки розвідувань, масштаб зйомки та висоту перерізу рельєфу, характер місцевості, кліматичні та транспортні умови, наявність обладнання та спеціалістів.

Найбільш доцільним для отримання планів масштабів 1 : 5000 та 1 : 2000 є метод аеротопографічної зйомки. Цей метод використовується при зйомці на незабудованих територіях. З великими площами, значними формами рельєфу, трасами значної довжини, а також на забудованих великих територіях з одноповерховою або багатопверховою розосередженою забудовою. Для забудованих територій рекомендуються горизонтальна та вертикальна зйомки, а для незабудованих — мензульна та тахеометрична.

Прогресивним напрямом є складання спеціалізованих планів у вигляді цифрових моделей місцевості, що представляють собою множину точок земної поверхні у просторових координатах, які об'єднані у єдину систему по визначеним математичним законом Цифрова модель місцевості будується за допомогою ЕОМ шляхом обробки вихідної топографо-геодезичної інформації про місцевість, яку отримують різними методами зйомки або шляхом перетворення в цифрову форму картографічного зображення.

Крупномасштабна аерофототопографічна зйомка виконується стереотопографічним або комбінованим способами у залежності від характеру території, масштабу плану, строків проведення робіт і наявного стереофотографічного обладнання. Польові фотографічні роботи при аерофототопографічній зйомці включають маркіровку топонімів або розпізнавання на аерофотознімку чітких контурів, розвиток зйомочного планового та висотного обґрунтування, дешифрування контурів при стереотопографічній зйом-

ці, зйомку рельєфу та дешифрування контурів при комбінованій зйомці.

Комплекс камеральних робіт при стереотопографічній зйомці: підготовчі роботи, що включають вивчення матеріалів аерофотозйомки та польових топографо-геодезичних робіт, робоче проектування на підготовку вихідних даних; фотограмметричне згущення опорної мережі; виготовлення планів; дешифрування та стереотопографічна зйомка контурів і рельєфу; підготовка планів до друку.

У комплекс робіт комбінованої аерофототопографічної зйомки входять: підготовчі роботи; фотограмметричне згущення планової мережі; виготовлення фотопланів; підготовка планів до друку. Точність фотопланів забудованих територій перевіряють у польових умовах промірами між важливими контурами, а також між контурами та геодезичними пунктами.

Наземна фототопографічна зйомка (фототеодолітна) використовується на територіях із складними формами рельєфу, а також при зйомках окремих об'єктів, фасадів будівель, кар'єрів, при спостереженнях за деформаціями споруд і випробуваннях конструкцій. Топографічний план отримують за результатами зйомки за допомогою фототеодолітів, які установлюють на земній поверхні на кінцях базисів, відстані та перевищення між кінцями яких визначають геодезичними методами з одночасним їх орієнтуванням. Об'єкт фотографують з лівого та правого штативів. Обробку знімків з метою отримання просторових координат окремих точок об'єкта виконують на фотограмметричних приладах, що дозволяють автоматично отримувати планове положення точок на планшеті.

Мензульну зйомку використовують на незабудованих невеликих ділянках, де утруднене або екологічно нецільне використання аерофотозйомки, а також на територіях міст і селищ у поєднанні з другими методами. Зйомку рельєфу та контурів виконують з допомогою мензули та кіпрегелів КА-2, КН або інших. На планшет із сіткою квадратів 10×10 см за координатами наносять пункти геодезичного обґрунтування. Мензулу центрують над точкою геодезичного обґрунтування з похибкою, що не перевищує для масштабу $1 : 5000$ 25 см, масштабу $1 : 2000$ — 10 см, а для масштабів $1 : 1000$, $1 : 500$ — 5 см.

Згущення зйомочного обґрунтування виконують прокладанням мензульних або теодолітних ходів. Дозволяється як опорні використовувати перехідні точки, положення яких на планшеті визначають прямими, зворотними

Таблиця 11.3. Вимоги до зйомочного обґрунтування мензульної зйомки

Масштаб зйомки	Максимальна довжина ходу, м	Максимальна довжина лінії, м	Максимальна кількість ліній у ході, шт.
1 : 5000	1000	250	5
1 : 2000	500	200	5
1 : 1000	250	100	3
1 : 500	200	100	2

та комбінованими засічками. Пункти зйомочного та планового обґрунтувань намагаються сумістити, число точок планового зйомочного обґрунтування повинно бути достатнім для виконання зйомки і прокладання мензульних ходів, довжиною не більше значень, вказаних у табл. 11.3 [5].

Відстань між точками мензульного ходу вимірюють за допомогою нитяного далекоміра в прямому та зворотньому напрямках. Відхилення між значеннями вимірів у прямому та зворотньому напрямках не повинно перевищувати 1 : 2000 довжини сторони ходу. Відстані в мензульному ході при зйомці в масштабі 1 : 500 вимірюють стрічкою. Відносна нев'язка в мензульному ході не повинна перевищувати 1/300 загальної довжини ходу, а лінійна нев'язка — 0,8 мм на плані. Висота перехідних точок мензульних ходів і зйомочних пікетів при зйомках з перерізом рельєфу через 0,25; 0,5 та 1 м визначають геометричним нівелюванням. При зйомках з перерізом через 2 та 5 м висоти допускається визначати методом тригонометричного нівелювання. Висоту точок мензульного ходу методом тригонометричного нівелювання визначають кіпрегелем або теодолітом при двох положеннях круга, а при роботі номограмним кіпрегелем — двічі на різні висоти візування при крузі ліво. Допустима висотна нев'язка в мензульному ході залежить від висоти перерізу рельєфу [5]:

Переріз рельєфу, м	0,5	1	2	5
Допустима нев'язка, м	0,15	0,2	0,5	1

Відстань між пікетами та відстань від приладу до рейки вибирають залежно від масштабу зйомки і прийнятого перерізу (табл. 11.4) [5].

Зйомку об'єктів місцевості та контурів ситуації виконують полярним способом. Відстані від приладу до пікетів визначають далекоміром кіпрегеля, проводячи

Таблиця 11.4. Відстань від приладу до рейки та між пікетами при мензульній зйомці

Масштаб зйомки	Висота перерізу рельєфу, м	Максимальна відстань, м			
		між пікетами	до рейки при зйомці рельєфу	до рейки при зйомці чітких контурів	до рейки при зйомці нечітких контурів
1 : 5000	0,5	75	250	150	200
	1	100	300	150	200
	2	120	350	150	200
	5	150	350	150	200
1 : 2000	0,5	50	200	100	150
	1	50	250	100	150
	2	60	250	100	150
1 : 1000	0,5	30	150	80	100
	1	40	200	80	100
1 : 500	0,5	20	100	60	80
	1	20	150	60	80

візування при тому положенні круга кіпрегеля, при якому орієнтована мензула. Висоту пікетних точок при кутах нахилу місцевості до 3° визначають горизонтальним променем кіпрегеля з рівнем біля зорової труби або нівеліром, встановленим поряд з мензулою. При кутах нахилу місцевості, які мають значення, більше 3° , висоти пікетних точок визначають похилим променем кіпрегеля при одному положенні круга. Висоти пікетів обчислюють з точністю до 0,01 м, а потім виписують на план з округленням до 0,1 м при зйомці з перерізом рельєфу через 1 м і більше. При перерізах рельєфу менше ніж через 1 м висоти пікетів обчислюють і виписують на план з точністю до 0,01 м.

У результаті виконання мензульної зйомки одержують такі матеріали: польовий оригінал топографічного плану; журнали топографічної зйомки та журнали по розвитку зйомочного обґрунтування; відомості обчислення планового та висотного зйомочного обґрунтувань; кальку висот і контурів; копії по рамках для зведення за сміжними трапеціями; акт контролю та прийомки польових робіт.

Тахеометрична зйомка використовується для створення планів невеликих ділянок та трас лінійних споруд, при зйомці забудованої території, а також у тому випадку, коли виконання стереотопографічної або мензульної зйомки економічно недоцільне або технічно неможливе. Зйомку рельєфу та ситуації виконують електронними, авторедукційними, внутрібазовими та номограмними тахеометрами типів ТЕ, ТД, ТВ, ТН, ТА2, Редта 002, Дальта 020 і тео-

Таблиця 11.5. Вимоги до зйомочного обґрунтування при тахеометричній зйомці

Масштаб зйомки	Максимальна довжина ходу, м	Максимальна довжина ліній, м	Максимальна кількість ліній у ході, шт.
1 : 5000	1200	300	6
1 : 2000	600	200	5
1 : 1000	300	150	3
1 : 500	200	100	2

долітами Т30 та Т15. Згущення зйомочного обґрунтування виконують прокладанням теодолітно-нівелірних або тахеометричних ходів. Густота пунктів зйомочного обґрунтування визначається масштабом зйомки (табл. 11.5) [5].

Відстані між точками тахеометричного ходу вимірюють далекоміром. При зйомці масштабу 1 : 500 лінії в тахеометричних ходах вимірюють одним повним прийомом. Похибки в вимірюванні кутів в напівприйомах t не повинні перевищувати 30" при роботі з оптичними теодолітами та 1' — при вимірюванні кутів теодолітом Т30. Кутові нев'язки в тахеометричних ходах не повинні перевищувати

$$f_{\beta} = t\sqrt{n}, \quad (11.3)$$

де n — кількість кутів у ході.

Допустима лінійна нев'язка, m , не повинна перевищувати

$$f_s = S/400\sqrt{n}, \quad (11.4)$$

де S — довжина ходу, m ; n — кількість ліній в ході.

Допустима висотна нев'язка, m , не повинна перевищувати

$$f_h = 0,04S\sqrt{n}. \quad (11.5)$$

При урівнюванні тахеометричних ходів дирекційні кути обчислюють з точністю до 1', а координати та висоти точок — до 0,01 м.

Відстані від точок зйомочного обґрунтування до рейкових точок та відстані між пікетами вибирають залежно від масштабу зйомки та висоти перерізу рельєфу (табл. 11.6) [5].

Після закінчення роботи на станції перевіряють орієнтування лімба приладу. Відхилення орієнтування за період зйомки на даній станції не повинно перевищувати 1',5. На станції ведуть польовий журнал, в який записують виміряні горизонтальні та вертикальні кути та відстані до пікетних точок, а також абрис, в якому умовними знаками,

Таблиця 11.6. Відстані від приладу до рейки та між пікетами при тахеометричній зйомці

Масштаб зйомки	Висота пере-різу рельєфу, м	Максимальна відстань, м		
		між пікетами	від приладу до рейки при зйомці рельєфу	від приладу до рейки при зйомці рельєфу
1 : 5000	0,5	60	250	150
	1	80	300	150
	2	100	350	150
	5	120	350	150
1 : 2000	0,5	40	200	100
	1	40	250	100
	2	50	250	100
1 : 1000	0,5	20	150	80
	1	30	200	80
1 : 500	0,5	15	100	60
	1	15	150	60

дотримуючись масштабу, зображують ситуацію і малюють пікетні точки.

Камеральні роботи включають: перевірку польових журналів і складання детальної схеми зйомочного обгрунтування; обчислення координат і висот точок зйомочного обгрунтування; обчислення висот всіх пікетних точок; нанесення на план точок зйомочного обгрунтування та пікетних точок; проведення горизонталей та нанесення ситуації.

У результаті виконання тахеометричної зйомки представляють замовнику такі матеріали: схему зйомочного обгрунтування; відомості обчислення координат і висот точок зйомочного обгрунтування; абриси до відповідних планшетів; журнали тахеометричної зйомки; план тахеометричної зйомки; формуляр плану; акти контролю та прийомки робіт.

Нівелювання поверхні використовується для складання топографічних планів місцевості із слабовираженим рельєфом. Нівелювання поверхні виконують способами: прокладання нівелірних ходів по всіх характерних лініях рельєфу з розбивкою необхідного числа поперечників; побудови на місцевості правильних геометричних фігур, що створюють сітку на території, на якій виконують зйомку.

При нівелюванні поверхні способом прокладання нівелірних ходів висотне обгрунтування будується відповідно до вимог, що стосуються обгрунтування мензульної

Таблиця 11.7. Вимоги до зйомочної мережі при нівелюванні поверхні способом нівелірних ходів

Масштаб зйомки	Відстані, м			Довжина поперечників, м
	між нівелірними ходами	між перемичками	між поперечниками	
1 : 2000	1000	1000	40	500
1 : 1000	600	600	20	300
1 : 500	600	600	20	300

або тахеометричної зйомки. Паралельні нівелірні ходи зв'язують між собою перемичками. Відстані між нівелірними ходами, перемичками та поперечниками та їх довжини залежать від масштабу зйомки (табл. 11.7) [5].

По поперечним профілям за допомогою стрічки розбивають пікети через 40 м при зйомці в масштабі 1 : 2000 та через 20 м при зйомці в масштабах 1 : 1000 та 1 : 500. У місцях перегину рельєфу на нівелірних ходах і поперечниках передбачають плюсові точки. Одночасно з розбивкою пікетів виконують зйомку ситуації та складають абрис. Висоти пікетів у нівелірних ходах і поперечниках визначають технічним нівелюванням.

При нівелюванні поверхонь способом *побудови на місцевості геометричних фігур* розбивають основні фігури із стороною 200...400 м. По сторонах основних фігур прокладають теодолітні та нівелірні ходи, що опираються на пункти опорної геодезичної мережі. Нев'язки ходів не повинні перевищувати величин, що передбачені для зйомочного обґрунтування. Потім основні фігури розбивають на заповнювальні квадрати із стороною 40 м при зйомці в масштабах 1 : 2000 та 20 м — при зйомках в масштабах 1 : 1000 та 1 : 500. Допускається розмір сторони квадрата 10 м. Одночасно з розбивкою сітки квадратів ведуть зйомку контурів місцевості, які прив'язують до сторін квадратів.

Квадрати з стороною 100—200 м нівелюють кожний окремо. Нівелір установлюють в середині квадрата на рейках, встановлених у його вершинах і на плюсових точках. Відмітки, узяті на рейках, записують на схемі квадратів. Заповнювальні квадрати нівелюють по декілька із однієї станції з виконанням умови, що дві суміжні станції повинні мати загальні зв'язуючі точки. Висоти вершин заповнювальних квадратів обчислюють через горизонт приладу. Контроль за точністю нівелювання виконують за відліками зв'язуючих точок:

$$(a_1 + b_1) - (a_2 + b_2) \leq \pm 5, \quad (11.6)$$

Таблиця 11.8. Відстань між створними точками

Масштаб зйомки	Відстань, м, виміряна	
	рулеткою або стрічкою	оптичним далекоміром
1 : 2000	80	120
1 : 1000	60	80
1 : 500	40	50

Таблиця 11.9. Допустима довжина перпендикуляра

Масштаб зйомки	Допустима довжина перпендикуляра, м, побудована	
	за допомогою скера	глазомірно
1 : 2000	60	8
1 : 1000	40	6
1 : 500	20	4

де a_1, b_1, a_2, b_2 — позначки на зв'язуючих точках, м, відповідно вершин першого та другого квадратів.

Для побудови топографічного плану наносять на папір у заданому масштабі сітку квадратів. Напроти вершин вписують позначки, округлені до 0,01 м, і, інтерполюючи, проводять горизонталі з висотою перерізу 0,25 та 0,5 м залежно від масштабу та призначення плану.

У результаті нівелювання поверхні представляють замовнику такі матеріали: схеми теодолітних і нівелірних ходів, журнали зйомочного обґрунтування; відомості обчислення координат і висот точок; абриси зйомки ситуації та рельєфу, плани та формуляри до них; акти контролю та прийомки робіт. Наземними методами горизонтальна зйомка забудованих територій виконується при відсутності матеріалів аерофотозйомки або при економічній недоцільності аерофотографічних методів. Внутрішньоквартальна горизонтальна зйомка, а також зйомка фасадів і проїздів виконується самостійно або разом з вертикальною зйомкою залежно від характеру забудови. Горизонтальна зйомка густо забудованих територій в масштабі 1 : 5000 та негустої забудови в масштабах 1 : 2000 та 1 : 1000 виконується методами мензульної зйомки. Горизонтальна зйомка в масштабах 1 : 2000, 1 : 1000 та 1 : 500 виконується способами перпендикулярів, полярним, кутової та лінійної засічок. Зйомка виконується з пунктів геодезичних мереж, зйомочного обґрунтування та точок зйомочних теодолітних ходів. Число пунктів зйомочного обґрунтування при зйомці забудованих територій на 1 км² повинно бути не менше 8 для масштабу 1 : 2000, 16 для масштабу 1 : 1000 та 32 для масштабу 1 : 500.

Залежно від умов зйомки один або два зйомочних теодолітні ходи прокладають уздовж вулиць. У населених пунктах з прямолінійними вулицями замість зйомочних ходів розбивають створні лінії між пунктами геодезичної

Таблиця 11.10. Максимальна відстань до контурів

Метод визначення відстані та масштаби зйомки	Відстань до контурів, м	
	чітких	не чітких
Вимірювання нитяним далекоміром		
1 : 2000	100	150
1 : 1000	60	100
1 : 500	40	80
Вимірювання стрічкою або оптичним далекоміром		
1 : 2000	250	300
1 : 1000	180	200
1 : 500	120	150

основи. Зйомку ситуації виконують способом перпендикулярів або засічок від точок створної лінії. Відстань між створними точками залежить від масштабу зйомки та способу вимірювань (табл. 11.8) [5].

При зйомці, що виконується *способом перпендикулярів*, абсцисою є відрізок від точки зйомочного обґрунтування на стороні теодолітного ходу, а ординатою — перпендикуляр від сторони теодолітного ходу до точки, що визначається. Перпендикуляр будують теодолітом, екером або окомірно. Довжина перпендикуляра вимірюється один раз з точністю до 0,01 м і не повинна перевищувати допустимого значення, яке залежить від масштабу зйомки та способу його побудови (табл. 11.9) [5].

Якщо довжини перпендикулярів перевищують допустимі значення (табл. 11.9), то вони підкріплюються засічками, довжина яких не повинна перевищувати довжини мірного приладу (20—50 м).

При *полярному способі* положення точки визначається кутом, виміряним теодолітом при одному положенні круга з точністю до 1' та довжиною відрізка до неї. Відстань може бути виміряна мірною стрічкою, сталюю рулеткою, оптичним або нитяним далекоміром. Максимальні відстані від приладу до контурів устанавлюють залежно від масштабу зйомки, методу вимірювань і характеру контурів (табл. 11.10) [5].

Спосіб прямих куткових засічок використовують у тому випадку, коли безпосереднє вимірювання відстаней неможливе. Положення контурів точки отримують в результаті вимірювання двох кутів, що примикають до базису. За базис може бути прийнята сторона або частина теодолітного ходу, або будь-які два пункти зйомочного обґрун-

Таблиця 11.11. Допустимі відстані до контурів

Масштаб зйомки	Відстані до контурів, м	
	чітких	нечітких
1 : 2000	400	1200
1 : 1000	200	600
1 : 500	100	300

тування. Кути вимірюють теодолітом одним напівприйомом з точністю 1'. Кут засічки повинен бути 30—150°. Значення допустимих відстаней від приладу до контурної точки залежить від масштабу зйомки та характеру контурів (табл. 11.11) [5].

Спосіб лінійних засічок використовується при відсутності перешкод лінійним вимірюванням. Положення точки визначають лінійними промірами стрічкою або рулеткою від лінії зйомочного обгрунтування. Довжина ліній засічок не повинна перевищувати довжини мірних приладів (20—50 м). Кути кварталів, опорних будівель та інших важливих контурів визначають трьома засічками.

Висотна зйомка використовується при нівелюванні забудованих територій, проїздів та окремих елементів ситуації. На рівнинних територіях вона виконується нівеліром або горизонтальним променем теодоліта або кіпрегеля з рівнем біля труби, а на горбистій місцевості — похилим променем візування. Вона може виконуватися окремо при наявності планів горизонтальної зйомки або одночасно з горизонтальною зйомкою графоаналітичним або мензульним способом. Нівелірні ходи, які прокладають для висотної зйомки по осі проїздів, опираються на репери нівелювання I—IV класів і репери технічного нівелювання. Допускається прокладати висячі ходи в прямому та зворотньому напрямках. Допустимі висотні нев'язки, мм, не повинні перевищувати

$$f_h = 50 \sqrt{L}, \quad (11.6)$$

а в ходах коротше 2 км

$$f_h = 10 \sqrt{n}, \quad (11.7)$$

де L — довжина ходу, км; n — число станцій.

Весь участок покривають пікетами, максимальна відстань між якими не повинна перевищувати при масштабі зйомки 1 : 5000 — 100 м, масштабі 1 : 2000 — 40 м, масштабі 1 : 1000 — 30 м масштабі 1 : 500 — 20 м. Для забезпечення чіткого зображення всіх деталей рельєфу пікети передбачають на всіх характерних місцях. При нівелюванні проїздів залежно від масштабу плану, характеру рельєфу та других умов розбивку поперечних профілей виконують

стальною рулеткою або оптичним далекоміром через 20, 40, 50 або 100 м. Відстань між нівелірними точками поперечних профілей не повинна перевищувати при масштабі 1 : 2000 40 м і масштабах 1 : 1000 та 1 : 500 — 20 м. Довжина проміння візування не повинна перевищувати 150 м.

Позначки люків колодців, цоколів будинків, лотків, мостів та верху труб на дорогах визначають нівелюванням з двох боків рейок. У решті випадків позначки точок визначають з одного боку рейки. У ряді випадків визначають висоти кутів кварталів, середини виїздів у двір, трамвайних і залізничних рельсів, входів у підвальні приміщення, перетину лотків з віссю проїздів. Контроль на кожній станції виконують визначенням висоти не менше ніж двох контрольних пікетів, розміщених у смузі перекриття. Відхилення між контрольними висотами не повинні перевищувати 0,02 м.

Рельєф за допомогою горизонталей малюють безпосередньо в польових умовах або після камеральної обробки за абрисами. На територіях з густою забудовою допускається не проводити горизонталей, а підписувати тільки позначки характерних точок місцевості та контурів.

11.5. Зйомка підземних комунікацій

На топографічних планах відображують планове та висотне положення підземних комунікацій та споруд, що включають трубопроводи, кабельні мережі, тунелі та колектори. До трубопроводів належать мережі водопроводів, каналізації, теплофікації, газопостачання, дренажу, нафтопроводи, мазутопроводи та паропроводи. До кабельних мереж відносяться мережі сильних струмів високої та низької напруги (для освітлення та електротранспорту) та мережі слабкого струму (телефонні, телеграфні та радіо).

Комплекс робіт по зйомці раніше побудованих підземних комунікацій та споруд включає: рекогносцировку; планову та висотну зйомку колодязів, камер, сифонів, випусків на поверхню землі; при необхідності розкриття підземних комунікацій та споруд і зйомка їх у траншеях і шурфах; обстеження підземних комунікацій і споруд у колодязях, траншеях і шурфах. За матеріалами рекогносцировки складається загальна схема. За видами підземних комунікацій устанавлюється взаємозв'язок між колодязями, намічаються обсяги майбутніх робіт по шурфованню, обстеженню та зйомці. У процесі обстеження визначають: призначення та матеріал колодязів, камер і інших споруд;

місця їх введів, приєднань та випусків; положення та вводи кабелів або їх груп з указанням призначення та типів. Під час детального обстеження колодязів, камер, колекторів та інших підземних споруд виконують обміри їх габаритів, а також конструктивних елементів і фасонних частин, діаметрів труб, лотків і каналів.

На забудованих територіях планова зйомка підземних комунікацій та споруд виконується лінійними промірами відстаней від капітальної забудови і точок зйомочного обгрунтування. Довжини сторін засічок не повинні перевищувати довжини стрічки або рулетки, а число засічок повинно бути не менше трьох. На забудованих територіях планова зйомка виконується з точок зйомочного обгрунтування в масштабах 1 : 1000 та 1 : 500 аналітичним методом, а в масштабах 1 : 2000 та 1 : 5000 аналітичним або графічним методом. Висотна зйомка підземних комунікацій та споруд виконується технічним нівелюванням, що опирається на точки висотних опорних мереж і зйомочного обгрунтування. При зйомці підземних комунікацій визначають координати кутів повороту трас, центрів колодязів, місць перетину з другими комунікаціями, вимірюють відстані між колодязями, визначають позначки дна колодязів, верха та низу труб і люків колодязів.

При зйомці та обстеженні підземних комунікацій, що не мають виходів на поверхню землі, використовують електронні прилади пошуку або розкривають ці комунікації траншеями та шурфами. З допомогою електронних приладів визначають планове та висотне положення підземних комунікацій, розміщених на глибині до 10 м, з точністю 0,1 м.

За результатами зйомок складають плани підземних комунікацій, на яких показують розміщення існуючих мереж, вказують їх призначення та основні характеристики. До планів додають схеми зйомочного обгрунтування, журнали вимірювання кутів і нівелювання підземних комунікацій, абриси обстеження та прив'язки підземних комунікацій, відомості обчислення координат кутів кварталів, будівель і підземних комунікацій, каталог підземних комунікацій та пояснювальну записку на виконані роботи.

Запитання і завдання для самоперевірки

1. Зміст технічного завдання для виконання інженерних розвідувань.
2. Визначте параметри геодезичного обгрунтування для зйомок масштабу 1 : 2000, 1 : 1000 та 1 : 500.
3. Розрахуйте масштаб зйомки і висоту перерізу рельєфу,

4. Зміст топографічних планів.
5. Зміст та вимоги до мензульної зйомки.
6. Зміст та вимоги до тахеометричної зйомки.
7. Зміст та вимоги до нівелювання поверхні.
8. Вимоги до горизонтальної зйомки.
9. Особливості зйомки підземних комунікацій.

ГЛАВА 12

ІНДИВІДУАЛЬНІ ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОГО ВИКОНАННЯ СТУДЕНТАМИ РОЗРАХУНКОВО- ГРАФІЧНИХ РОБІТ

Перелік завдань:

1. Складання плану горизонтальної зйомки.
2. Обробка матеріалів нівелювання: замкнутого ходу, траси автомобільної дороги, поверхні по квадратах.
3. Обробка результатів тахеометричної зйомки.
4. Інженерно-геодезичні розрахунки та проектування.
5. Математична обробка вимірів однієї величини.

З а в д а н н я 1

Складання плану горизонтальної зйомки

1. Переписати наведені дані про виміряні кути і горизонтальні прокладення ліній в теодолітних ходах (рис. 12.1) до бланків координатних відомостей замкнутого і розімкнутого теодолітних ходів.

2. Розрахувати по трьох останніх цифрах номера залікової книжки вихідний дирекційний кут лінії 1—2 і вихідні координати точки 1.

Наприклад, номери залікових книжок: 88283, 88395, 88911. Отже: $\alpha_{1-2} = 283^\circ 00'$; $X_1 = +283,00$ м; $Y_1 = -283,00$ м; $\alpha_{1-2} = 395^\circ 00' - 360^\circ = 35^\circ 00'$; $X_1 = +35,00$ м; $Y_1 = -35,00$ м; $\alpha_{1-2} = 911^\circ 00' - 720^\circ = 191^\circ 00'$; $X_1 = +191,00$ м; $Y_1 = -191,00$ м.

3. Виконати обчислювальну обробку замкнутого і розімкнутого теодолітних ходів на основі наведених даних (рис. 12.1), а також дирекційного кута вихідної лінії і координат вихідної точки.

4. Накреслити за допомогою лінійки Дробишева на стандартному аркуші креслярського паперу координатну сітку, оцифрувати її для масштабу 1 : 1000 відносно обчислених координат точок теодолітних ходів.

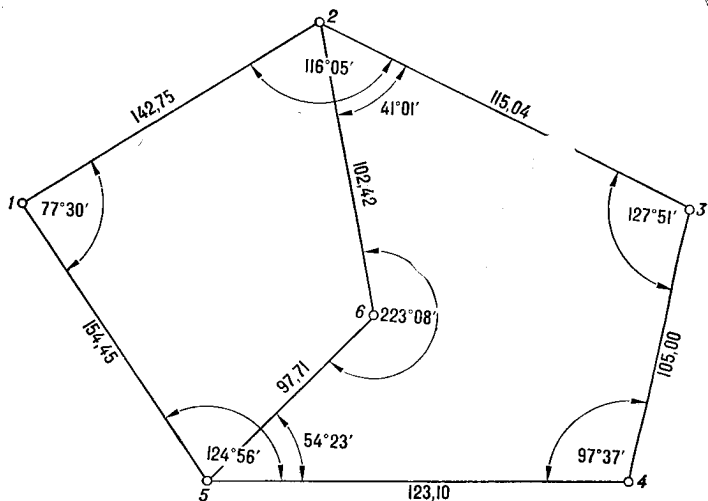


Рис. 12.1. Схема геодезических ходів

5. Побудувати на плані ситуацію, оформити план, користуючись даними абрису зйомки (рис. 12.2).

6. Накреслити план тушшю, оформити його згідно з вимогами інструкції «Условные знаки для топографических планов и карт масштабов 1 : 500, 1 : 1000, 1 : 2000, 1 : 5000».

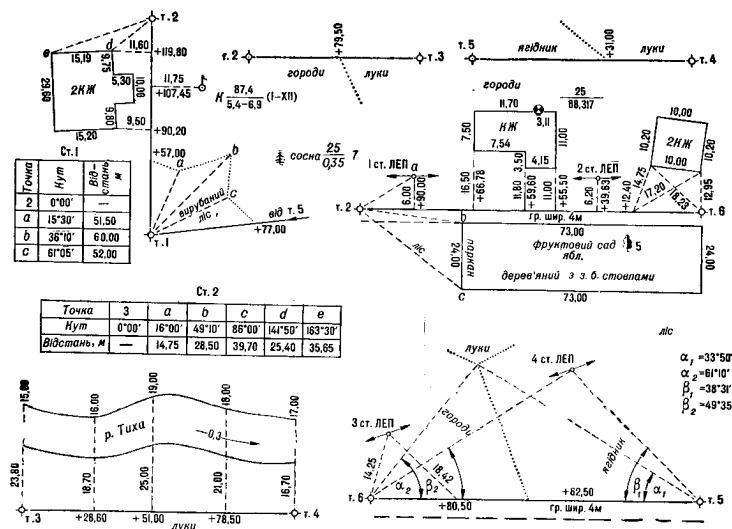


Рис. 12.2. Абрис зйомки ситуації

7. Обчислити аналітичним і графічним способами площу заданої (за останньою цифрою шифру залікової книжки) ділянки.

Наприклад, номер 85397. Отже, згідно з табл. 12.1, номер заданої ділянки 7, дана ділянка обмежена точками 1, 2, 4, 5; на рис. 12.3 її положення показано штриховкою.

8. Виконати роботу полярним планіметром.

Визначають ціну поділки планіметра при заданій (за двома останніми цифрами плюс 200 цілих поділок шкали важеля планіметра) довжині обвідного важеля.

Наприклад, шифр 86739. Отже, довжина обвідного важеля планіметра марки ПП-М

$$R = 200 + 39 = 239 \text{ поділок шкали.}$$

Визначають механічним способом площу заданої ділянки. Допустима розбіжність між значенням площі, одержаним механічним способом і значенням, обчисленим аналітично, не повинна перевищувати 0,5 % Р.

9. Здати викладачеві закінчені, написані чорнилами координатні відомості основного та діагонального ходів, відомості обчислення площі заданої ділянки аналітичним, графічним та механічним способами зі схемами розміщення ділянки та обчислення площі графічним способом, а також повністю закінчений ситуаційний план ділянки зйомки, викреслений тушшю та оформлений згідно з вимогами «Умовних знаків...» на креслярському папері формату А1.

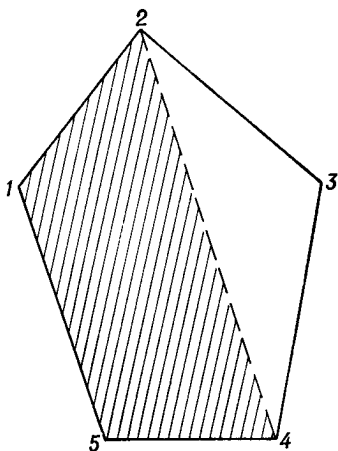


Рис. 12.3. Приклад вибору ділянки

Таблиця 12.1. Вихідні дані

Ділянка	Позначення ділянки	Ділянка	Позначення ділянки
1	1234	6	1235
2	1236	7	1245
3	1265	8	2345
4	1345	9	2346
5	1645	0	3456

Завдання 2

Обробка матеріалів нівелювання: замкнутого ходу, траси автомобільної дороги, поверхні по квадратах

1. Переписати наведені дані (табл. 12.2) до бланку журналу технічного нівелювання замкнутого нівелірного ходу.

2. На основі наведених даних виконати обчислювальну обробку замкнутого нівелірного ходу.

3. Позначку репера 25 визначити за п'ятьма останніми цифрами номера залікової книжки. Наприклад, номери залікових книжок: 85374, 880917. Отже, $H_{Rp25} = 85,374$ м; $H_{Rp25} = 80,917$ м.

4. Переписати наведені дані (табл. 12.3) до бланку журналу технічного нівелювання.

5. Виконати обчислювальну обробку розімкнутого нівелірного ходу між точками т. 4 та л. 8 по трасі автомобільної дороги на основі наведених даних.

6. Позначку точки т. 4 виписати з журналу нівелювання замкнутого ходу, позначку точки л. 8 розрахувати за формулою

$$H_{л.8} = H_{т.4} + \left(1165 + \frac{NN}{2} \right) \text{ мм,}$$

де NN — дві останні цифри залікової книжки.

Таблиця 12.2. Польові дані нівелювання замкнутого нівелірного ходу

Станція	Точки, що нівелюються	Відліки на рейці, мм			Станція	Точки, що нівелюються	Відліки на рейці, мм		
		Задні	Проміжні	Передні			Задні	Проміжні	Передні
1	Rp25	1132			6	т. 4	1243		
		5815		1316			т. 5	5927	0988
2	т. 2	2112		6001	7	т. 5			5671
		6796		0429			т. 1	0719	1768
3	т. 6	0647		5117	8	т. 1	5401		6452
		5330		2364			X_2	7201	0825
4	X_1	1243		7047	9	X_2	1956		5513
		5927		2233				6641	
5	т. 3			6915	Rp25			1249	
		1336					5934		
		6016		1700					
	т. 4			6384					
	т. 4								

Таблиця 12.3. Польові дані нівелювання розімкнутого нівелірного ходу траси автомобільної дороги

Станція	Точки, що нівелюються	Відліки на рейці, мм			Станція	Точки, що нівелюються	Відліки на рейці, мм			
		Задні	Проміжні	Передні			Задні	Проміжні	Передні	
1	г. 4	1240			6	ПК3	0227			
	ПКО	6025		1648		X_2	5012		2281	
2	ПКО	1943		6435	7	X_2	1221			
		6726					6004			
	+42,7		0457					2266		
	п. 20		1308						1589	
3	л. 20		0220	0684	8	ПК4			6372	
	X_1			5471			1913			
	X_1	1482					+41,0	6696	1787	
		6268	2686				п. 20		2650	
4	+71,9				9	л. 20		0875	0521	
	ПК1			1314			ПК5			5306
				6100						
5	ПК1	1671			10	ПК5	0745			
		6455					К. тр.	5529		1401
	+47,0		1191							6186
	+91,2		0878							
6	ПК2			0858	10	К. тр	2977			
				5640				7763		
	ПК2	0427								0142
		5209		2208						4928
7	ПК3			6991	10	л. 8				

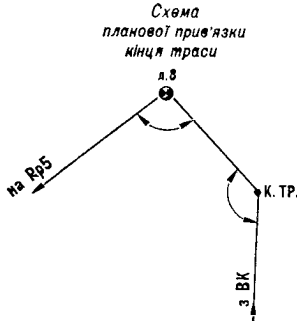
Наприклад, виходячи з наведених номерів,

$$H_{л.8} = H_{т.4} + \left(1165 + \frac{74}{2}\right) \text{ мм} = H_{т.4} + 1202 \text{ мм};$$

$$\begin{aligned} H_{л.8} &= H_{т.4} + \left(1165 + \frac{17}{2}\right) \text{ мм} = H_{т.4} + (1165 + 8) \text{ мм} = \\ &= H_{т.4} + 1173 \text{ мм}. \end{aligned}$$

7. Побудувати поздовжній і поперечний профілі природної поверхні землі траси автомобільної дороги в масштабах 1 : 2000 та 1 : 200, користуючись при цьому журналом нівелювання та пікетажною книжкою (рис. 12.4).

8. Побудувати горизонталі на ділянці плану в масштабі 1 : 1000 з висотою перерізу рельєфу 0,5 м, користуючись



$\theta_1 = 76^\circ 28'$ $\theta_2 = 29^\circ 54'$
 $R = 50,00$ $R =$
 $T = 39,39$ $T =$
 $K = 66,70$ $K =$
 $D = 12,09$ $D =$
 $B = 13,60$ $B =$

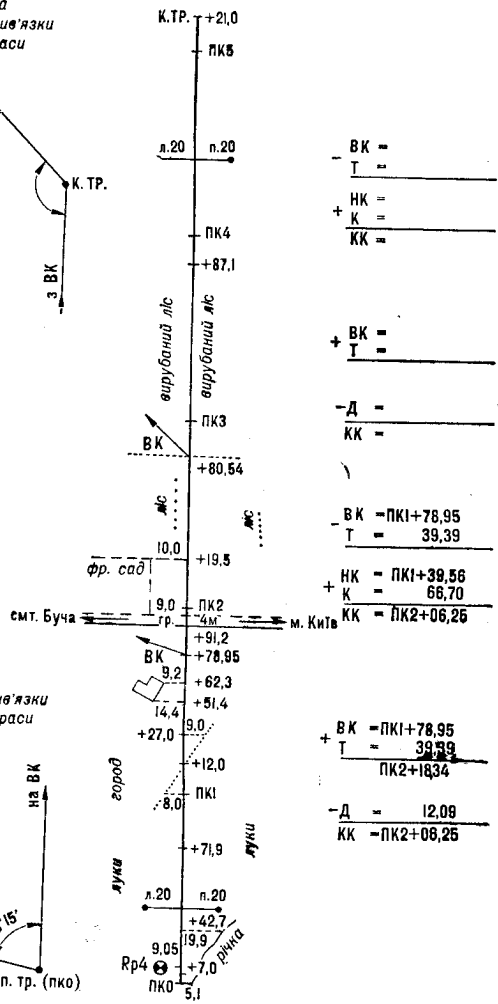
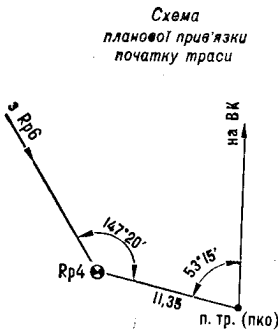


Рис. 12.4. Пікетажний журнал

даними абрис-журналу нівелювання поверхні по квадратах (рис. 12.5).

9. Здати викладачеві повністю обчислені та правильно оформлені журнали нівелювання замкнутого та розімкнутого нівелірних ходів, поздовжній та поперечний профілі в масштабах 1 : 2000, 1 : 200 траси, викресленої на плані горизонтальної зйомки ділянки нівелювання поверхні по квадратах у горизонталях.

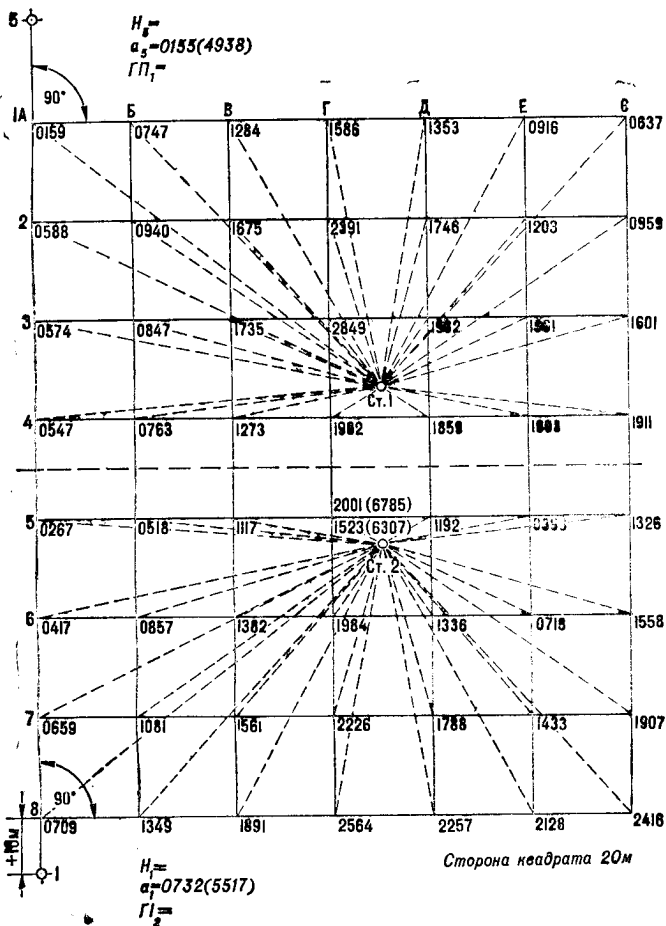


Рис. 12.б. Схема нівелювання поверхні по квадратах

Завдання 3

Обробка результатів тахеометричної зйомки

1. Переписати до бланків журналів тахеометричної зйомки польові дані по зйомці рейкових точок на станціях т. 6, т. 1, т. 4 ... (рис. 12.6, 12.7).

2. Визначити значення місця нуля на всіх трьох стан-

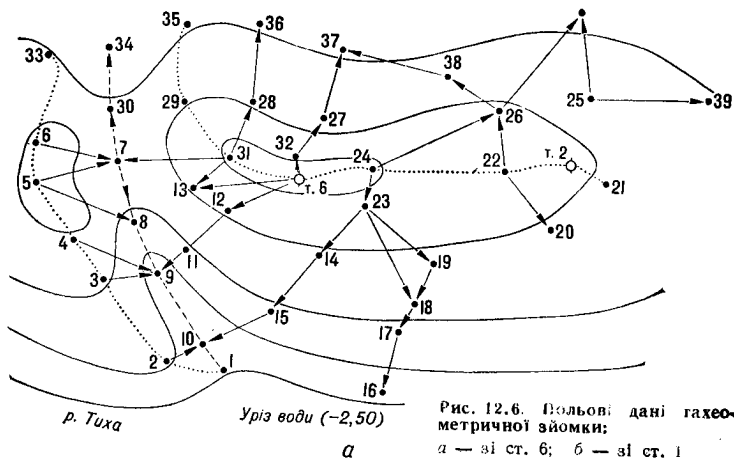


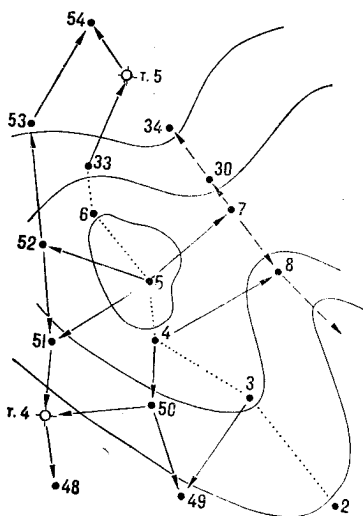
Рис. 12.6. Полеві дані тахеометричної зйомки;
а — зі ст. 6; б — зі ст. 1

ціях, виходячи з останньої цифри номера залікової книжки (шифру):

Остання цифра шифру	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Значення місця нуля	0° 01	359° 59	0° 02	359° 58	0° 03	359° 57	0° 04	359° 56	0° 05	359° 55

Наприклад, шифр — 87294, отже, значення M_0 для всіх трьох станцій: $359^\circ 58'$.

3. Виконати обчислювальну обробку журналів тахеометричної зйомки.



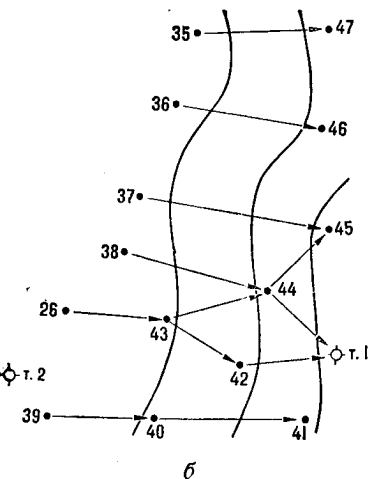
т. 3

4. Нанести рейкові точки на план, одержаний в результаті виконання завдання 1.

5. Побудувати на плані за позначками точок горизонталі.

6. Здати викладачеві повністю закінчені, заповнені олівцем журнали тахеометричної зйомки (табл. 12.4, 12.5, 12.6), а також повністю закінчений топографічний план ділянки зйомки,

Рис. 12.7. Полеві дані тахеометричної зйомки (Ст. 4)



викреслений тушшю та оформлений згідно з вимогами «Умовних знаків...».

Завдання 4

Інженерно-геодезичні розрахунки і проектування

1. Виконати проектування рельєфу на заданій ділянці за матеріалами нівелювання поверхні (див. завдання 2) в масштабі 1 : 500, при висоті перерізу рельєфу 0,25 м, скориставшись вихідними даними, наведеними в табл. 12.7, а також рис. 12.8.

Наприклад, шифр — 86209. Отже, задана ділянка — 9 (показана штриховкою). Дирекційний кут лінії головного уклону прийняти однаковим дирекційному куту лінії 3—4 із відомості обчислення координат точок замкнутого ходу (див. завдання 1).

2. Виконати розрахунок котловану для споруди, що проектується, точка перетину головних осей якої співпадає з центром тяжіння проектного майданчика, осі споруди паралельні сторонам квадратів, розміри споруди та крутизна схилів котловану наведені в табл. 12.8.

3. Підготувати розбивочне креслення зі всіма необхідними даними для винесення в натуру основних осей споруди, що проектується, та контура котловану за індивідуальними вихідними даними.

4. Запроектувати на поздовжньому профілі трасу автомобільної дороги трьома проектними лініями з умовою мінімуму та балансу земляних робіт, прийняти робочу позначку на ПК0 додатньою, рівною двом останнім цифрам шифра в сантиметрах, взявши робочу позначку кінця траси

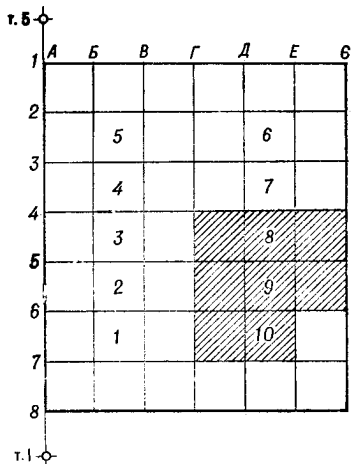


Рис. 12.8. Ділянки, що задаються

Таблиця 12.4. Журнал тахеометричної зйомки із станції 6

Дата: 17 серпня 1990 р.

Теодоліт Т30. Погода: ясно

Ст. т. 6

$H_0 =$

Спостерігав: Бринзей І.

$i = 1,50$ м; $M_0 =$; КЛ

Записував: Дейнека А.

Номер точки	Дально- мірна відстань, м	Відліки по ГК		Висота наведен- ня, м	Відліки по ВК	
		Градуси	Мінути		Градуси	Мінути
т. 2	—	0	00	—	—	—
1	89,6	102	00	1,46	357	37
2	84,9	112	46	1,46	357	56
3	78,6	128	48	1,46	358	23
4	69,8	147	31	1,46	358	33
5	61,6	174	36	1,46	358	45
6	68,6	198	06	1,46	358	34
7	41,8	192	12	1,46	357	17
8	41,8	155	48	1,46	356	45
9	55,8	115	20	3,00	358	13
10	84,4	102	00	1,46	357	44
11	43,4	109	34	1,46	356	29
12	26,4	99	00	1,46	355	54
13	22,4	154	48	1,46	355	27
14	50,9	65	00	1,46	357	57
15	66,3	87	36	1,46	357	43
16	95,4	84	35	1,46	357	49
17	94,3	70	12	1,46	358	11
18	79,1	60	00	1,46	358	18
19	73,6	29	06	1,46	358	36
20	97,8	15	47	1,46	358	55
т. 2	—	0	01	—	—	—
21	112,8	0	00	1,46	359	02
22	66,8	0	00	1,46	359	10
23	36,8	27	00	1,46	358	31
24	27,7	357	00	1,46	359	44
25	101,8	346	18	1,46	358	59
26	72,4	331	31	1,46	358	36
27	38,9	292	00	1,46	357	23
28	39,8	265	38	1,46	357	26
29	46,5	236	42	1,46	357	45
30	53,3	212	44	3,00	359	17
31	19,0	232	00	1,46	0	15
32	12,4	292	14	1,46	358	34
33	72,5	214	13	1,46	358	11
34	74,9	227	08	1,46	357	52
35	74,0	244	50	1,46	357	48
36	72,1	267	00	1,46	357	55
37	84,0	288	00	1,46	358	01
38	76,8	310	49	1,46	358	20
39	125,0	349	12	1,46	359	01
т. 2	—	0	02	—	—	—

Таблиця 12.5. Журнал тахеометричної зйомки із станції 1

Дата: 17.08.90

Теодоліт Т30. Погода: ясно

Ст. т. 1

 $H_1 =$

Спостерігав: Бринзей І.

 $i = 1,50$, $M_0 =$; КЛ

Записував: Дейнека А.

№ точки	Дально- мірна від- стань, м	Відліки по ГК		Висота наведен- ня, м	Відліки по ВК	
		Градуси	Мінути		Градуси	Мінути
т. 2	—	0	00	—	—	—
40	68,8	336	40	1,50	0	55
41	26,3	283	32	1,50	0	01
42	37,4	343	35	1,50	1	10
43	57,6	0	55	1,50	1	12
44	34,2	32	45	3,00	3	36
45	48,3	83	00	1,50	0	13
46	81,4	82	00	1,50	0	19
47	114,8	84	29	1,50	0	14
т. 2	—	0	01	—	—	—

Таблиця 12.6. Журнал тахеометричної зйомки із станції 4

Дата: 17.08.90

Теодоліт Т30

Ст. т. 4

Погода: ясно

Спостерігав: Бринзей І.

 $H_4 =$

Записував: Дейнека А.

 $i = 1,50$; $M_0 =$; КЛ

№ точки	Далеко- мірна від- стань, м	Відліки по ГК		Висо та наведен- ня, м	Відліки по ВК	
		Градуси	Мінути		Градуси	Мінути
т. 3	—	0	00	—	—	—
48	16,2	86	13	1,50	357	44
49	31,0	27	08	1,50	359	37
50	24,1	339	45	1,50	2	03
51	33,8	271	47	1,50	1	25
52	62,6	267	49	1,50	1	01
53	122,0	262	34	1,50	0	08
54	144,7	264	30	1,50	359	52
т. 3	—	0	00	—	—	—

Таблиця 12.7. Вихідні дані для проектування вертикального планування та розрахунку котлована

Остання цифра шифру	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Номер ділянки i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	+0,013	-0,013	+0,014	-0,014	+0,015	-0,015	+0,016	-0,016	+0,017	-0,017
Розміри споруди, м:										
ширина	9	9	12	12	15	15	18	18	21	21
довжина	15	18	18	21	21	24	24	27	27	30
Крутизна схилу	1:1,1	1:1,2	1:1,3	1:1,4	1:1,5	1:1,6	1:1,7	1:1,8	1:1,9	1:2,0

Таблиця 12.8. Вихідні дані для розбивки кругових кривих і побудови траси

Остання цифра шифру	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
R , м	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
Частіна кривої, м	6	6	8	8	8	8	10	10	10	10
Довжина хорди, м	8	8	10	10	10	12	12	12	15	15
Знаменник масштабу	250	250	250	400	400	400	400	400	500	500
Ділянка, якою задаються, м, ПК0 +	0,046	0,047	0,048	0,049	0,050	0,051	0,052	0,053	0,054	0,055
i , max	(61—79)	(59—81)	(57—83)	(55—85)	(53—87)	(51—89)	(49—91)	(47—93)	(45—95)	(43—97)

рівною нулю. Умову мінімуму та балансу оцінювати візуально.

Визначити уклон, розрахувати проектні позначки та відстані до точок нульових робіт. Для пікетажних розрахунків по кривій 2 прийняти значення радіуса по табл. 12.8. Напрями прямих визначити за даними планової прив'язки початку траси (див. рис. 12.4), враховуючи, що $R_{р4}$ суміщений з точкою теодолітного ходу т. 4.

5. Визначити на топографічному плані для створу заданої ділянки траси межі водозбірного басейну, обчислити планіметром площу водозбірного басейну, побудувати на міліметрівці поздовжній профіль створу; масштаб для вертикальних відстаней прийняти в 10 разів крупнішим.

Задану ділянку нанести на план, виходячи із прив'язки початку траси (див. рис. 12.4).

6. Нанести на топографічний план варіант траси автомобільної дороги, з'єднуючи задану ділянку з діючою дорогою в районі т. 6 з умовою неперевикнення максимального уклону (дис. табл. 12.8).

7. Відпрацювати на учбовій топографічній карті одну із вказаних викладачем задач: визначення позначок і координат точок, розрахування напрямів, горизонтальних прокладень і уклонів ліній, побудова лінії заданого уклону, визначення меж водозбірних басейнів та інше. Вміти читати топографічну карту.

8. Виконати креслення детальної розбивки кривої ($\theta = 29^\circ 54'$) способом прямокутних координат і продовжених хорд з виносом пікетів на криву за даними табл. 12.8.

9. Викладачеві здають такі матеріали:

по проектуванню рельєфу — план майданчика в проектних горизонталях; картограма земляних мас з розшифрованою обчислення площ фігур; відомість обчислення об'ємів земляних робіт;

по проектуванню котлована — схема визначення відстаней до крайок котлована, план котлована, схема торцевих фігур з розмірами, розрахунок об'ємів ґрунту, що виймається;

розбивочне креслення по винесенню в натуру споруди та котлована, що проектуються;

повністю закінчені поздовжній і поперечний профілі траси;

фрагмент топографічного плану з межами водозбірного басейну для заданого створу;

відомість обчислення площі водозбірного басейну;

поздовжній профіль заданого створу на міліметрівці;

Таблиця 12.9. Вихідні дані до завдання 5

Остання цифра шифру	Номер виміру									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	142,755	142,740	142,740	142,760	142,755	142,745	142,750	142,740	142,755	142,745
2	115,040	115,045	115,050	115,035	115,040	115,050	115,045	115,030	115,050	115,040
3	105,000	105,010	105,005	104,995	105,000	105,990	105,010	105,005	105,010	104,995
4	123,100	123,105	123,110	123,095	123,090	123,105	123,100	123,110	12,095	123,105
5	154,450	154,455	154,460	154,445	154,470	154,455	154,450	154,460	154,445	154,460
6	97,710	97,700	97,705	97,715	97,720	97,710	97,700	97,705	97,715	97,700
7	102,420	102,425	102,430	102,415	102,410	102,415	102,430	102,425	102,420	102,410
8	154,450	154,460	154,455	154,460	154,450	154,450	154,450	154,445	154,460	154,455
9	123,100	123,090	123,095	123,085	123,090	123,095	123,100	123,105	123,090	123,095
0	105,000	105,010	105,020	105,015	105,005	105,000	105,010	105,020	105,015	105,010

варіант побудови на плані траси заданого уклону;
креслення детальної розбивки кривих;
топографічну карту з необхідними розрахунками, схе-
мами, поясненнями.

Завдання 5

Математична обробка вимірів однієї величини

1. Виконати обробку ряду рівноточних вимірів ліній теодолітного ходу (див. завдання 1). Побудувати довірний інтервал. Вихідні дані взяти в табл. 12.9.

2. За допомогою теодоліта виміряти кут п'ятьма прийомами. Зважити, чи отримані результати відповідають ряду рівноточних вимірів. Виконати оцінку точності. Побудувати довірний інтервал. При цьому прийняти $p = 0,95$, $K = 4$, $\text{tg} = 2,78$ (табл. 1.1).

3. Виконати обробку ряду нерівноточних вимірів. При цьому до вихідних даних додати відмітки точки по 5-му та 6-му ходах. Прийняти $H_5 = 85,260 + 0,001N$, $H_6 = 85,260 - 0,001N$, де N — номер залікової книжки (шифр). Побудувати довірний інтервал $P = 0,95$ (табл. 12.10).

4. Площа даної фігури (див. завдання 1) обчислена трьома способами: аналітичним, графічним і механічним. Обробити результати обчислень як ряд нерівноточних вимі-

Таблиця 12. 0. Таблиця математичної обробки вимірів

№ пор.	H_i	$m_{H_i}, \text{мм}$	v_i	ξ	$v\xi$	$v\xi^2$	v	$v v$	$v v^2$
1	85,260	1,1	0,91	+2	1,82	3,64	-1	-0,91	0,91
2	85,266	2,3	0,43	+8	3,44	27,52	+5	+2,15	10,75
3	85,258	1,7	0,59	0	0	0	-3	-1,77	5,31
4	85,262	1,9	0,53	+4	2,12	8,48	+1	+0,53	0,53

$$H_0 = 85,258 \quad [p] 2,46 \quad \Sigma = 7,38 \quad 39,64 \quad \Sigma = 17,50$$

$$H = 85,261$$

$$\text{Контроль: } \beta = 0 \quad 2. \quad [p\xi^2] - \frac{[p\xi]^2}{[p]} = \beta [p] = 0 = 39,64 - \frac{54,46}{2,46} = 39,64 - 22,14 = 17,50;$$

$$\mu = \sqrt{\frac{17,50}{3}} = \sqrt{5,833} = 2,4 \text{ мм}; \quad M = \frac{2,4}{\sqrt{2,46}} = 1,6 \text{ мм.}$$

Таблиця 12.11. Таблиця подвійних рівноточних вимірів

Лінія	Перший вимір l'_i , мм	Другий вимір l''_i , мм	d_i , мм	r_i , мм	r_i^2 , мм
1—2	142,748	142,752	—4	—5,7	32,49
2—3	115,041	115,039	—2	—3,7	13,69
3—4	105,006	105,014	—8	—9,7	94,09
4—5	123,101	123,099	+2	+0,3	0,09
5—1	154,558	154,452	—4	—5,7	32,49
2—6	102,424	102,416	+8	+6,3	39,69
6—5	97,708	97,712	—4	—5,7	32,49

$$[d] = -12 \quad [r] = -23,9 \quad [r^2] = 245,03$$

$$|[d]| = 12 \quad m_r = \sqrt{\frac{245,03}{6}} = 6,4 \text{ мм};$$

$$[|d|] = 32; m_h = 6,4/\sqrt{2} = 4,6 \text{ мм};$$

$$\theta = -17; m_{hc} = 6,4/2 = 3,2 \text{ мм}.$$

рів. При цьому прийняти середньоквадратичну (СКП) помилку виміру площі згідно із способами:

аналітичним — 0,1 м²

графічним — 1 м²

механічним — 2 м².

5. Оцінити точність результатів згідно з різницями подвійних вимірів за вихідними даними з табл. 12.11. При цьому змінити результати вимірювань ліній 2—6 та 6—5:

лінія 2—6 1-й вимір — 102,420 + 0,001 N;

2-й вимір — 102,420 — 0,001 N;

лінія 6—5 1-й вимір — 97,710 + 0,001 N;

2-й вимір — 97,710 — 0,001 N,

де N — номер останньої цифри номера залікової книжки (шифр).

6. Знайти СКП окремого виміру довжини лінії теодолітного ходу. Лінію і m_i взяти за останньою цифрою залікової книжки:

Остання цифра

шифру

Лінія

m_i , см

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Лінія	1—2	2—3	3—4	4—5	5—6	6—2	5—1	1—2	2—3	3—4
m_i , см	1	1	1	1	1	1	1	1,5	1,5	1,5

Прийняти $l = 20$ м.

7. Знайти СКП вимірів, кутів m_β теодолітного ходу виходячи з останньої цифри номера залікової книжки (шифру):

Остання цифра

шифру

m_β

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
m_β	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,2	2,4	2,6	2,8

8. Знайти СКП приростів координат ΔX і ΔY . Довжини ліній та дирекційні кути взяти з відомості обчислення координат. Прийняти $m_s = 0,01$ м; $m_\alpha = 1,5$.

9. Знайти СКП перевищення, отриманого на станції способом геометричного нівелювання. СКП відліку по рейці прийняти $1 \text{ мм} \pm 0,1 \text{ мм} \cdot N$, де N — остання цифра номера залікової книжки (шифр).

ДОВІДКОВІ ВІДОМОСТІ З МАТЕМАТИКИ

1. Площі плоских фігур.

Трикутник

$$S = ah_a/2 = bh_b/2 = ch_c/2;$$

$$S = \sqrt{(p-a)(p-b)(p-c)p}, \text{ де } p = (a+b+c)/2;$$

$$S = 0,5ab \sin \gamma = 0,5ac \sin \beta = 0,5bc \sin \alpha,$$

де a, b, c — сторони трикутника; h_a, h_b, h_c — висоти на відповідні сторони трикутника; α, β, γ — кути трикутника.

Трапеція

$$S = h(a+b)/2 = mh,$$

де a, b — довжини паралельних сторін; h — висота; $m = (a+b)/2$ — середня лінія трапеції.

Паралелограм

$$S = ah = ab \sin \alpha,$$

де a, b — довжини непаралельних сторін; h — висота; α — кут між двома непаралельними сторонами.

Ромб

$$S = d_1 d_2 / 2,$$

де d_1, d_2 — діагоналі.

Багатокутник

$$S = 0,5 \sum_1^n X_i (Y_{i-1} - Y_{i+1}) = 0,5 \sum_1^n Y_i (X_{i+1} - X_{i-1}),$$

де n — число вершин; X_i, Y_i — координати вершин.

Круг

$$S = \pi R^2 = \pi D^2 / 4,$$

де R — радіус; D — діаметр.

Круговий сектор

$$S = 0,5lR = 0,5R^2\alpha^2/\rho^2,$$

де l — довжина дуги; α^2 — центральний кут у градусній мірі; ρ^2 — число градусів у радіані; R — радіус дуги.

Круговий сегмент

$$S = 0,5R^2 (\alpha^0/\rho^0 - \sin \alpha) = 0,5R(l-b) + bh,$$

де α^0 — центральний кут; l — довжина дуги; b — довжина хорди; h — висота.

Еліпс

$$S = \pi ab,$$

де a, b — півосі еліпса.

2. Об'єми тіл.

Пряма призма

$$V = FH,$$

де F — площа основи; H — висота.

Тригранна призма з непаралельними основами

$$V = (h_1 + h_2 + h_3) F/3,$$

де h_1, h_2, h_3 — довжина ребер; F — площа нормального перерізу.

Куб

$$V = a^3,$$

де a — довжина ребра.

Прямокутний паралелепіпед

$$V = abc,$$

де a, b, c — ребра.

Піраміда та конус

$$V = FH/3,$$

де F — площа основи; H — висота.

Зрізана піраміда та конус

$$V = (F_1 + F_2 + \sqrt{F_1 F_2}) H/3,$$

$$V = \pi (R^2 + r^2 + Rr) H/3 = \pi (D^2 + d^2 + Dd) H/12,$$

де R, r, D, d — відповідно радіуси та діаметри нижньої та верхньої основи; F_1, F_2 — площа верхньої та нижньої основи.

Циліндр

$$V = FH,$$

де F — площа основи; H — висота.

Куля

$$V = 4\pi R^3/3 = \pi D^3/6.$$

Кульовий сегмент

$$V = \pi h^3 (R - h/3) = \pi h (3a^2 - h^2)/6,$$

де R — радіус кулі; h — висота сегмента; $a = \sqrt{h(2R - h)}$ — радіус основи сегмента.

3. Співвідношення між тригонометричними функціями

$$\sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha = 1; \quad \operatorname{tg} \alpha = \sin \alpha / \cos \alpha; \quad \operatorname{ctg} \alpha = \cos \alpha / \sin \alpha;$$

$$\operatorname{tg} \alpha \operatorname{ctg} \alpha = 1; \quad 1 + \operatorname{tg}^2 \alpha = \sec^2 \alpha; \quad 1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha = \operatorname{cosec}^2 \alpha;$$

$$\sin(\alpha \mp \beta) = \sin \alpha \cos \beta \mp \cos \alpha \sin \beta;$$

$$\cos(\alpha \pm \beta) = \cos \alpha \cos \beta \mp \sin \alpha \sin \beta;$$

$$\operatorname{tg}(\alpha \pm \beta) = (\operatorname{tg} \alpha \pm \operatorname{tg} \beta) / (1 \mp \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta);$$

$$\operatorname{ctg}(\alpha \pm \beta) = (\operatorname{ctg} \alpha \operatorname{ctg} \beta \mp 1) / (\operatorname{ctg} \beta \pm \operatorname{ctg} \alpha);$$

$$\sin 2\alpha = 2 \sin \alpha \cos \alpha = 2 \operatorname{tg} \alpha / (1 \pm \operatorname{tg}^2 \alpha);$$

$$\cos 2\alpha = \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha = (1 - \operatorname{tg}^2 \alpha) / (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha);$$

$$\operatorname{tg} 2\alpha = 2 \operatorname{tg} \alpha / (1 - \operatorname{tg}^2 \alpha) = 2 / (\operatorname{ctg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha);$$

$$\operatorname{ctg} 2\alpha = (\operatorname{ctg}^2 \alpha - 1) / 2 \operatorname{ctg} \alpha = (\operatorname{ctg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha) / 2.$$

$$\sin \alpha/2 = \sqrt{(1 - \cos \alpha)/2} = (\sqrt{1 + \sin \alpha})/2 - (\sqrt{1 - \sin \alpha})/2;$$

$$\cos \alpha/2 = \sqrt{(1 + \cos \alpha)/2} = (\sqrt{1 - \sin \alpha})/2 + (\sqrt{1 + \sin \alpha})/2;$$

$$\operatorname{tg} \alpha/2 = \sqrt{(1 - \cos \alpha)/(1 + \cos \alpha)} = \sin \alpha / (1 + \cos \alpha) = (1 - \cos \alpha) / \sin \alpha;$$

$$\operatorname{ctg} \alpha/2 = \sqrt{(1 + \cos \alpha)/(1 - \cos \alpha)} = \sin \alpha / (1 - \cos \alpha) = (1 + \cos \alpha) / \sin \alpha;$$

$$\sin \alpha + \sin \beta = 2 [\sin(\alpha + \beta)/2] [\cos(\alpha - \beta)/2];$$

$$\sin \alpha - \sin \beta = 2 [\cos(\alpha + \beta)/2] [\sin(\alpha - \beta)/2];$$

$$\cos \alpha + \cos \beta = 2 [\cos(\alpha + \beta)/2] [\cos(\alpha - \beta)/2];$$

$$\cos \alpha - \cos \beta = -2 [\sin(\alpha + \beta)/2] [\sin(\alpha - \beta)/2];$$

$$\operatorname{tg} \alpha \pm \operatorname{tg} \beta = \sin(\alpha \pm \beta) / \cos \alpha \cos \beta;$$

$$\operatorname{ctg} \alpha \pm \operatorname{ctg} \beta = \pm \sin(\alpha \pm \beta) / \sin \alpha \sin \beta.$$

4. Співвідношення між елементами трикутника,

Теорема синусів

$$a/\sin A = b/\sin B = c/\sin C = 2R,$$

Теорема косинусів

$$\cos A = (b^2 + c^2 - a^2) / 2bc,$$

Теорема тангенсів

$$(a + b)(a - b) = [\operatorname{tg}(A + B)/2] / [\operatorname{tg}(A - B)/2] = (\operatorname{ctg} C/2) / \operatorname{tg}(A - B)/2.$$

Формули половинних кутів

$$\sin A/2 = \sqrt{(P - B)(P - C)/BC},$$

$$\cos A/2 = \sqrt{p(p - a)bc};$$

$$\operatorname{tg} A/2 = \sqrt{(p - b)(p - c)/p(p - a)};$$

$$(\operatorname{tg} A/2)(\operatorname{tg} B/2) = (p - c)/p,$$

$$(\operatorname{tg} A/2)/(\operatorname{tg} B/2) = (p - b)/(p - a),$$

де a, b, c — сторони трикутника;

A, B, C — кути трикутника; R — радіус описаного кола; $p = (a + b + c)/2$ — половина периметра.

5. Основні формули диференціювання

$$d/dx = 0; dx/dx = 1;$$

$$d(u + v - w)/dx = du/dx + dv/dx - dw/dx;$$

$$d(uv)/dx = (du/dx)v + u(dv/dx);$$

$$d(cv)/dx = c(dv/dx);$$

$$d(u/v)/dx = [(du/dx)v - u(dv/dx)]/v^2;$$

$$d(1/v)/dx = (dv/dx)/v^2;$$

$$dy/dx = 1/dy; \quad de^v/dx = e^v (dv/dx);$$

$$d(A^u)/dx = A^u \ln A (du/dx);$$

$$du^v/dx = vu^{v-1} (du/dx) + u^v \ln u (dv/dx);$$

$$d \ln u/dx = (du/dx)/u;$$

$$d(\lg_A u)/dx = \lg_{A^e} (du/dx)/u;$$

$$d(u^A)/dx = Au^{A-1} (du/dx); \quad dx^n/dx = nx^{n-1}, \quad d \sin u/dx = \cos u \times \\ \times (du/dx); \quad d \cos u/dx = -\sin u (du/dx); \quad d \operatorname{tg} u/dx = (1/\cos^2 u) du/dx;$$

$$d \operatorname{ctg} u/dx = -(1/\sin^2 u) du/dx;$$

$$d \sec u/dx = (\sin u/\cos^2 u) du/dx;$$

$$d \operatorname{cosec} u/dx = -(\operatorname{cosec}/\sin^2 u) du/dx.$$

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Видуев Н. Г., Полищук Ю. В. Инженерные изыскания.— К. : Вища шк. Головное изд-во, 1979.
2. Давыдов А. Д. Гидромелиоративные и гидротехнические изыскания.— Омск : Изд. Омск. СХИ, 1968.
3. Инженерная геодезия / Г. В. Багратуни, В. Н. Ганьшин, Б. Б. Данилевич и др.— М. : Недра, 1984.
4. Инженерная геодезия в строительстве / О. С. Разумов, В. Г. Ладонников, Н. А. Ангелова и др.— М. : Высш. шк., 1984.
5. Инструкция по топографической съемке в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500.— М. : Недра, 1985.
6. Кузнецов П. Н., Васютинский И. Ю., Ямбаев Х. К. Геодезическое инструментирование.— М. : Недра, 1984.
7. Левчук Г. П., Новак В. Е., Лебедев Н. Н. Прикладная геодезия. Геодезические работы при изысканиях и строительстве инженерных сооружений.— М. : Недра, 1983.
8. Маслов А. В. Геодезия.— М. : Недра, 1980.
9. Новая геодезическая техника и ее применение в строительстве / В. А. Величко, С. Ф. Мовчан, В. Е. Дементьев и др.— М. : Высш. шк., 1982.
10. Полищук Ю. В. Высотные разбивочные работы в строительстве.— К. : Будівельник, 1980.
11. Практикум по инженерной геодезии / Б. Б. Данилевич, В. Н. Лукьянов, Б. С. Хейфец и др.— М. : Недра, 1987.
12. Практическое руководство по геодезическому обеспечению строительства зданий повышенной этажности / ГУГК. НИИПГ.— М. : Недра, 1984.
13. Ратушняк Г. С. Инженерные изыскания и специальные гидролого-климатические исследования. — К. : Изд. УМК ВО, 1991.
14. Ратушняк Г. С. Практикум по инженерной геодезии в строительстве.— К. : Изд. УМК ВО, 1989.
15. Руководство по расчету точности геодезических работ в промышленном строительстве.— М. : Недра, 1979.
16. Спиридонов А. И., Кулагин Ю. Н., Кузьмин М. П. Поверка геодезических приборов.— М. : Недра, 1981.
17. Справочник по геодезическим разбивочным работам./ Г. В. Багратуни, В. Ф. Лукьянов, Я. А. Соколовский и др.— М. : Недра, 1982.
18. Справочник по инженерной геодезии / П. И. Баран, С. П. Войтенко, Ю. В. Полищук и др.— К. : Вища шк. Головное изд-во, 1978.
19. Справочное руководство по инженерно-геодезическим работам / Под ред. В. Д. Большакова, Г. П. Левчука.— М. : Недра, 1981.
20. Субботин Н. Е., Мазницкий А. С. Справочник по инженерно-геодезическим изысканиям для линейного строительства.— К. : Будівельник, 1984.

21. Субботин Н. Е., Мазницкий А. С. Справочник строителя по инженерной геодезии.— К. : Будівельник, 1989.
22. Сытник В. С. Строительная геодезия.— М. : Недра, 1974.
23. Сыроткин М. П., Сытник В. С. Справочник по геодезии для строителей.— М. : Недра, 1987.
24. Топографо-геодезические термины : Справ./ Б. С. Кузьмин, Ф. Я. Герасимов, В. М. Молоканов и др.— М. : Недра, 1989.
25. СНиП 3.01.03-84. Геодезические работы в строительстве.— М. : Стройиздат, 1985.
26. СНиП 1.02.07-87. Инженерные изыскания для строительства. —М.: Стройиздат, 1987.

Передмова	3
Глава 1. Оцінка точності вимірювань і призначення допусків	
1.1. Одиниці, засоби і класифікація вимірювань	5
1.2. Загальні відомості про обробку і оцінку точності геодезичних вимірювань	7
1.3. Приклади оцінки точності вимірювань і призначення допусків	11
1.4. Оцінка точності вимірювань з допомогою ЕКОМ	17
Глава 2. Розв'язування задач на топографічних картах і планах	20
2.1. Загальні відомості про топографічні карти і плани	20
2.2. Визначення відстаней по карті	22
2.3. Обчислення географічних координат точки	24
2.4. Обчислення прямокутних координат точки	25
2.5. Нанесення на карту пункту за відомими координатами	26
2.6. Орієнтування напрямів	27
2.7. Розв'язування задач з допомогою горизонталей	31
2.8. Установлення номенклатури аркуша карти	36
Глава 3. Вимірювання довжини ліній на місцевості	39
3.1. Типи приладів для вимірювання довжини ліній	39
3.2. Випробування приладів для вимірювання довжини ліній	43
3.3. Вимірювання довжини ліній стрічками і рулетками	45
Глава 4. Теодоліт, його будова і застосування у вимірюваннях	48
4.1. Опис теодоліта і існуючі типи теодолітів	48
4.2. Конструкція зорової труби і її застосування	51
4.3. Будова горизонтального круга теодоліта. Відлікові пристрої теодолітів	54
4.4. Будова циліндричного рівня	60
4.5. Принцип вимірювання горизонтального кута	62
4.6. Перевірки і юстировки теодолітів	65
4.7. Вимірювання горизонтальних кутів	72
4.8. Вимірювання магнітного азимута лінії	75
4.9. Конструкція вертикального круга	78
4.10. Визначення кутів нахилу	78
4.11. Приклади обчислення кутів нахилу і місця нуля	81
4.12. Перевірка місця нуля вертикального круга	85
4.13. Нитяний далекомір і його застосування	87
4.14. Визначення нитяним далекоміром похилих відстаней і їх горизонтальних прокладань	89
4.15. Визначення перевищень	91

Глава 5. Нівелювання	94
5.1. Види нівелювання	94
5.2. Типи нівелірів і нівелірних рейок, їх особливості	95
5.3. Будова нівелірів	98
5.4. Підготовка нівелірів і нівелірних рейок до роботи	101
5.5. Перевірки і юстировки нівелірів	104
5.6. Перевірки нівелірних рейок	110
5.7. Визначення перевищень при геометричному нівелюванні	
Глава 6. Обчислення координат гочок зйомочного обґрунтування і складання топографічного плану будівельного майданчика	114
6.1. Польові роботи при прокладанні геодалітних ходів	114
6.2. Обробка польових матеріалів	115
6.3. Обчислення координат гочок геодалітного полігону	121
6.4. Обчислення координат точок діагонального ходу	125
6.5. Складання плану зйомочного обґрунтування	128
6.6. Польові роботи при тахеометричній зйомці	135
6.7. Камеральна обробка результатів тахеометричної зйомки	140
6.8. Обчислювальна обробка результатів вимірювань з допомогою ЕКОМ	143
Глава 7. Побудова профілю траси лінійної споруди і проектування за профілем	148
7.1. Геодезичні роботи при польовому трасуванні	148
7.2. Обробка журналу технічного нівелювання	151
7.3. Побудова поздовжнього і поперечного профілів траси	156
7.4. Нанесення проектної лінії і обчислення позначок проектних точок	157
Глава 8. Геодезичні розрахунки при проектуванні вертикального планування будівельного майданчика	161
8.1. Складання топографічного плану будівельного майданчика за результатами нівелювання поверхні по квадратах	161
8.2. Методи проектування вертикального планування	166
8.3. Визначення положення центра ваги проектного майданчика у плані і по висоті	170
8.4. Побудова проектних горизонталей	171
8.5. Обчислення проектних і робочих позначок	172
8.6. Підрахунки об'ємів земляних робіт, складання картограми земляних мас	175
8.7. Проектування котлована	177
8.8. Визначення крайок котлована	178
8.9. Обчислення об'єму котлована	179
Глава 9. Геодезичні роботи при перенесенні на натуру основних осей споруд	181
9.1. Вибір оптимального способу перенесення на натуру осей споруд	181
9.2. Підготовка розбивочного креслення	185
9.3. Обчислення точності розбивки осей способом полярних координат	187
9.4. Використання ЕОМ для обчислення розбивочних елементів	188
Глава 10. Геодезичні роботи в період будівництва	188
10.1. Визначення висоти доступної споруди	189
10.2. Визначення висоти недоступної споруди	191

10.3.	Визначення відстані до недоступної точки	192
10.4.	Визначення довжини лінії посереднім методом при наявності перешкод	194
10.5.	Детальна розбивка кругової кривої способом прямокутних координат	195
10.6.	Перенесення на натуру проектного горизонтального кута	197
10.7.	Перенесення на натуру лінії заданої довжини	200
10.8.	Перенесення на натуру проектних позначок	202
10.9.	Перенесення позначок у глибокий котлован	205
10.10.	Передача позначок на монтажний горизонт	208
10.11.	Перенесення на натуру лінії з заданим уклоном	209
10.12.	Побудова площини заданого уклону	213
10.13.	Визначення поздовжнього уклону річки	214
Глава 11.	Інженерно-геодезичні розвідування і виконавчі зйомки	215
11.1.	Види та програма інженерних розвідувань	215
11.2.	Геодезична основа, масштаб зйомки та висота перерізу рельєфу	220
11.3.	Призначення і зміст топографічних планів	222
11.4.	Крупномасштабні топографічні зйомки	225
11.5.	Зйомка підземних комунікацій	235
Глава 12.	Індивідуальні завдання до самостійного виконання студентами розрахунково-графічних робіт	237
Завдання 1.	Складання плану горизонтальної зйомки	237
Завдання 2.	Обробка матеріалів нівелювання: замкнутого ходу, траси автомобільної дороги, поверхні по квадратах	240
Завдання 3.	Обробка результатів тахеометричної зйомки . . .	243
Завдання 4.	Інженерно-геодезичні розрахунки і проектування	245
Завдання 5.	Математична обробка вимірів однієї величини . .	251
Д о д а т о к	Довідкові відомості в математиці	254
Список	використаної літератури	258

Учебное издание

Ратушняк Георгий Сергеевич

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

ПРАКТИКУМ

*Утверждено Министерством
высшего образования Украины
в качестве учебного пособия для студентов
вузов строительных специальностей*

Киев, «Вища школа»

На украинском языке

Художній редактор *А. А. Щербина*
Технічний редактор *О. В. Козлітіна*
Коректор *Л. М. Байбородіна*

ИБ № 14640

Здано до набору 12.12.90. Підписано до друку 25.10.91. Формат 84×108¹/₃₂. Папір друк. № 2. Гарнітура літературна. Високий друк. Умов.-друк. арк. 13,86. Умов. фарбовідб. 14,12. Обл.-вид. арк. 13,89. Тираж 1300 пр. Вид. № 9190. Замовлення 1—1401.

Видавництво «Вища школа». 252054, Київ-54, вул. Гоголівська, 7.

Надруковано з матриць Головного підприємства республіканського виробничого об'єднання «Поліграфкнига», 252057, Київ-57, вул. Довженка, 3 на Київській книжковій друкарні наукової книги, 252004, Київ-4, вул. Рєпіна, 4. Зам. 2-36.

Ратушняк Г. С.

Р25 Інженерна геодезія: Практикум: Навч. посібник. —
К.: Вища шк., 1992.—262 с.: іл.
ISBN 5-11-003606-3

У навчальному посібнику розглядаються оцінка точності вимірювання і призначення допусків, рішення задач на топографічних картах і планах, будова сучасних геодезичних приладів, даються практичні рекомендації щодо роботи з ними. Наводяться приклади обчислення координат точок, складання плану будівельної ділянки та профілю траси лінійної споруди, проектування вертикального планування і складання розбивочних креслень. Подаються склад, організація і методи виробництва робіт при інженерно-геодезичних розвідках.

Для студентів вузів будівельних спеціальностей.

Р $\frac{3303000000-148}{М 211(04)-92}$ 135—92

ББК 38.115я73