

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

**Т. А. Наливайко, О. Є. Поморцева**

# **ОСНОВИ ГЕОДЕЗІЇ**

## **КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ**

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти  
всіх форм навчання спеціальності  
191 – Архітектура та містобудування)*

**Харків**

**ХНУМГ ім. О. М. Бекетова**

**2024**

**Наливайко Т. А.** Основи геодезії : конспект лекцій для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання спеціальності 191 – Архітектура та містобудування / Т. А. Наливайко, О. Є. Поморцева ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2024. – 130 с.

Автори:

канд. техн. наук, доц. Т. А. Наливайко,  
канд. техн. наук, доц. О. Є. Поморцева

Рецензент

**К. А. Мамонов**, доктор економічних наук, професор кафедри земельного адміністрування та геоінформаційних систем (Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова)

*Рекомендовано кафедрою земельного адміністрування та геоінформаційних систем, протокол № 1 від 28.08.2023.*

© Т. А. Наливайко, О. Є. Поморцева 2023

© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2023

# ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
1 ВІДОМОСТІ ПРО ФОРМУ ТА ФІГУРУ ЗЕМЛІ. СИСТЕМИ КООРДИНАТ .....	8
1.1 Форма та фігура Землі .....	8
1.2 Системи координат .....	9
1.3 Методи проєктування поверхні Землі на площину .....	12
1.4 Вплив кривизни земної поверхні на вимірювані горизонтальні та вертикальні відстані.....	13
1.5 Система плоских прямокутних координат Гауса – Крюгера .....	15
2 ОРІЄНТУВАННЯ ЛІНІЙ .....	18
2.1 Кути орієнтування.....	18
2.2 Зв'язок між дирекційними та вимірними кутами .....	21
3 ТОПОГРАФІЧНІ ПЛАНИ І КАРТИ .....	23
3.1 Загальні відомості .....	23
3.2 Масштаби.....	24
3.3 Зміст планів і карт .....	25
3.4 Рельєф місцевості.....	26
4 ЕЛЕМЕНТИ МАТЕМАТИЧНОЇ ОБРОБКИ РЕЗУЛЬТАТІВ ГЕОДЕЗИЧНИХ ВИМІРЮВАНЬ .....	28
4.1 Вимірювання. Похибки вимірювань .....	28
4.2 Точність вимірювань .....	30
4.3 Оцінка точності результатів безпосередніх вимірювань .....	31
4.4 Середня квадратична похибка функції вимірних величин .....	32
4.5 Застосування теорії помилок до нерівноточних вимірювань.....	35
5 ГЕОДЕЗИЧНІ ТА КУТОВІ ВИМІРЮВАННЯ .....	38
5.1 Принцип вимірювання кутів на місцевості .....	38
5.2 Відлікові обладнання .....	39
5.3 Типи теодолітів .....	40
5.4 Дослідження та повірка теодолітів .....	42
5.5 Вимірювання кутів.....	45
5.6 Вимірювання вертикальних кутів .....	49
6 ЛІНІЙНІ ВИМІРЮВАННЯ.....	51
6.1 Загальні відомості про вимірювання ліній .....	51
6.2 Вимірювання довжини лінії землемірною стрічкою.....	52
6.3 Посередні визначення довжин ліній .....	53
7 НІВЕЛЮВАННЯ.....	57
7.1 Суть і методи нівелювання .....	57

7.2 Геометричне нівелювання.....	57
7.3 Повірки нівелірів.....	62
7.4 Тригонометричне нівелювання .....	64
7.5 Технічне нівелювання.....	65
7.6 Гідростатичне нівелювання .....	67
8 ГЕОДЕЗИЧНІ МЕРЕЖІ. ОПОРНІ ГЕОДЕЗИЧНІ МЕРЕЖІ, МЕРЕЖІ ЗГУЩЕННЯ І ЗЙОМОЧНІ МЕРЕЖІ.....	68
8.1 Загальні відомості .....	68
8.2 Державні геодезичні мережі .....	70
8.3 Геодезичні мережі згушення.....	72
8.4 Геодезичні знімальні мережі.....	74
8.5 Теодолітні ходи .....	75
8.6 Порядок обчислення теодолітних ходів .....	77
9 ТОПОГРАФІЧНІ ЗЙОМКИ .....	84
9.1 Загальні відомості, види зйомок, їхня класифікація .....	84
9.2 Теодолітна зйомка.....	85
9.3 Нівелювання поверхні .....	87
9.4 Тахеометрична зйомка.....	90
9.5 Елементи фотозйомки .....	93
10 ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ ВИШУКУВАННЯ .....	95
10.1 Завдання інженерно-геодезичних вишукувань.....	95
10.2 Геодезичні роботи при вишукуванні споруд лінійного типу ..	97
10.3 Розбивка кругових кривих. Винесення пікетів на криву .....	99
10.4 Детальна розбивка кругових кривих.....	101
11 ЕЛЕМЕНТИ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНОГО ПРОЄКТУВАННЯ.....	104
11.1 Загальні відомості про проєкт виконання геодезичних робіт ..	104
11.2 Проєктування поздовжнього профілю автомобільної дороги .	105
12 ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ В БУДІВНИЦТВІ.....	107
12.1 Елементи геодезичних розбивочних робіт .....	107
12.2 Способи розбивки споруд .....	112
12.3 Розбивка і закріплення осей споруди.....	116
12.4 Геодезичні роботи під час спорудження котлованів.....	117
12.5 Геодезичні роботи під час зведення фундаментів.....	118
12.6 Проєктування осей на монтажні горизонти .....	120
12.7 Геодезичні роботи під час монтажу колон.....	123
12.8 Виконавчі зйомки.....	124
12.9 Геодезичні спостереження за зміщеннями і деформаціями інженерних споруд.....	125
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ .....	128

## ВСТУП

Геодезія – це наука про вимірювання на земній поверхні, під землею і над землею, які необхідні для вирішування різноманітних наукових, науково-практичних та практичних завдань.

Науково-технічні та практичні завдання геодезії різноманітні:

- вивчення положення окремих точок земної поверхні у вибраній системі координат;
- формування карт і планів місцевості різноманітного призначення;
- виконання вимірювань, необхідних для проєктування, будівництва та експлуатації природних багатств землі;
- забезпечення геодезичними даними потреби захисту країни.

Таким чином, геодезичні вимірювання та їхня математична обробка складають метод вирішування завдань у геодезії.

До складу геодезичної науки входить низка наукових та науково-технічних дисциплін:

1. Вища геодезія – вивчає фігуру Землі та її гравітаційне поле, точне визначення координат точок земної поверхні в єдиній системі.
2. Космічна геодезія – наука про вимірювання Землі за допомогою штучних супутників Землі.
3. Фотограмметрія / вимірювальна фотографія – методи і прилади, які використовуються для визначення взаємного положення об'єктів.
4. Геодезія / топографія – розглядає способи вивчення в деталях земної поверхні та зображення її на картах і планах.
5. Маркшейдерія – наука про вимірювання під землею під час будівництва шахт, метро, тунелів.
6. Астрономогеодезія – наука про визначення форми і розмірів Землі за допомогою небесних світил.
7. Картографія – це наука про методи складання, видавництва і користування різноманітними картами.
8. Інженерна геодезія – розробляє методи геодезичних робіт, які виконуються для дослідження, проєктування, будівництва та експлуатації різноманітних інженерних споруд; встановлення та монтажу обладнання; з метою розвідки, користування та експлуатації природних багатств.

## *Загальні положення щодо постановки і виконання геодезичних робіт*

Геодезичні роботи повинні виконуватися з необхідністю та достатньою точністю. Вимірювання, виконані з зайвою повнотою і точністю, викликають зайві затрати сил, засобів і часу, а з недостатньою – не відповідають необхідним вимогам, тобто становлять брак. В основу проектування та виконання геодезичних робіт покладено інженерні розрахунки, які базуються на попередньому обчислюванні помилок визначених шуканих величин, установленні повноти і точності одержання геодезичних даних та їхньої відповідності поставленим умовам.

Під час топографічних робіт необхідно правильно вибрати масштаб зйомки.

При проектуванні, будівництві та реконструкції інженерних споруд обсяг геодезичних робіт невеликий порівняно з іншими видами робіт. Проте від їхньої правильної постановки та своєчасного виконання значною мірою залежать техніко-економічні та якісні показники будівництва.

Геодезичні вимірювання виконуються безпосередньо на місцевості у різноманітних фізико-географічних умовах. Виконавець повинен пам'ятати, що його оточує світ складних і безперервно мінливих зовнішніх умов (температура, атмосферний тиск, дія сонячних променів, вітер, вологість), які помітно впливають на результати вимірювань, а також дбайливо ставитись до природи – охороняти лісові багатства, насадження, не допускати пошкодження сільськогосподарських угідь та посівів, багато уваги приділяти виконанню правил техніки безпеки.

Методи розв'язання наукових і практичних завдань геодезії засновані на законах математики та фізики.

Завдання вивчення фігури Землі та її гравітаційного поля вирішуються на основі законів механіки.

Знання з фізики, особливо її розділів оптики, електротехніки та радіотехніки, необхідні для розробки геодезичних приладів і правильної їхньої експлуатації.

Геодезія тісно пов'язана з астрономією, геологією, геофізикою, геометрією та іншими науками.

Важко переоцінити вивчення топографічних карт як основи відображення результатів наукових досліджень і практичної діяльності у сфері геології, геофізики, географії та інших наук про Землю.

Топографічні карти необхідні для державного планування і розміщення продуктивних сил, проєктування інженерних споруд, для розвідки та експлуатації природних багатств. Відомий вчений І. М. Губкін писав, що карти і плани – необхідна умова для успішного виконання робіт геолога, гідрогеолога, гідротехніка, географа, астронома, лісовода, інженера-проєктувальника, інженера-будівельника та ін.

Виняткове значення має геодезія і для захисту країни. Карта – очі армії.

На основі різновидів геодезичних наук були визначені такі дані:

- швидкість обертання Землі навколо своєї осі складає 27,9 км/год;
- швидкість Землі навколо Сонця 107 000 км/год, за один день Земля проходить 2,6 млн км;
- температура ядра землі 6 000 °С, до складу якого входить сплав заліза, нікелю, цинку;
- розмір діаметра ядра Землі складає 2 400 км;
- температура ядра Сонця 15 млн градусів Цельсія;
- радіус Сонця складає 696 340 км;
- радіус місяця 1 700 км;
- швидкість руху місяця 3 600 км/год;
- місяць віддалений від Землі на 384 000 км;
- середня відстань від Землі до Сонця 149,6 млн км;
- радіус Землі – 6 371,1 км;
- радіус полярної зірки складає 50 радіусів Сонця.

### ***Короткі відомості з історії геодезії***

Геодезія одна із стародавніх наук. Вона виникла і розвивалась із практичних потреб людини.

Геодезичні вимірювання для розподілу поверхні Землі на ділянки проводилися в Єгипті, Китаї та інших країнах за багато століть до нашої ери. Наприклад, у долині річки Ніл існували зрошувальні системи і канал, будівництво яких потребувало виконання геодезичних робіт. Вже в II сторіччі до нашої ери був визначений радіус Землі, який тоді приймався за кулю. Проведений вперше запуск штучного супутника Землі відкрив нову еру для розвитку геодезії як науки, а використання результатів спостережень штучних супутників Землі дозволило підняти геодезію на ще вищій рівень для розв'язання її наукових та практичних завдань.

# 1 ВІДОМОСТІ ПРО ФОРМУ ТА ФІГУРУ ЗЕМЛІ. СИСТЕМИ КООРДИНАТ

## 1.1 Форма та фігура Землі

Відомо, що фізична поверхня Землі складається з підвищень та западин. Але різниця висот найвищих і низьких точок настільки мала порівняно з загальними розмірами Землі, що під час визначення її фігури цими нерівностями зневажають, тим більше, що материки й острови складають 29 % поверхні Землі. Під загальною фігурою Землі розуміють рівневу поверхню води контурів морів та океанів в стані спокою, уявно продовжену під материки. Фізичне тіло, утворене такою поверхнею, називають *геоїдом*.

Геоїд не збігається ні з однією знайомою нам геометричною фігурою.

Для розв'язання багатьох практичних завдань геодезії вважають, що поверхня геоїда своєю формою наближена до еліпсоїда, який утворюється обертанням еліпса навколо малої осі.

Еліпсоїд обертання, прийнятий за фігуру Землі, називають *земним еліпсоїдом* і характеризують такими параметрами:

$a$  – більша піввісь,

$b$  – менша піввісь,

$\alpha$  – полюсне стиснення, яке дорівнює відношенню

$$\alpha = \frac{a-b}{a} \quad (1.1)$$

За результатами астрономо-геодезичних та гравіметричних робіт розміри земного еліпсоїда визначають багато разів. Від 7 квітня 1946 р. затверджені нові параметри еліпсоїда Ф. М. Красовського для геодезичних робіт.

Параметри еліпсоїда Красовського в тілі Землі, тобто визначення координат початкового пункту тріангуляції і початкового напрямку азимута, було виконано в 1942–1943 рр., внаслідок чого систему координат на еліпсоїді Красовського інколи називають «системою координат 1942 р.».

В окремих випадках з практичною метою, коли немає потреби в абсолютно точних розмірах Землі, замість земного еліпсоїда використовують кулю з радіусом 6 371,11 км.



## 1.2 Системи координат

Координатними площинами, тобто площинами, відносно яких визначають координати точок простору, є площини екватора земного еліпсоїда та меридіана, прийнятого за початковий.

За початковий приймають меридіан, площина якого проходить через центр Гринвіцької обсерваторії поблизу Лондона.

Під час інженерного-геодезичних робіт зазвичай користуються системою географічних координат, у якій положення кожної точки поверхні земного еліпсоїда визначають широтою та довготою (рис. 1.1).

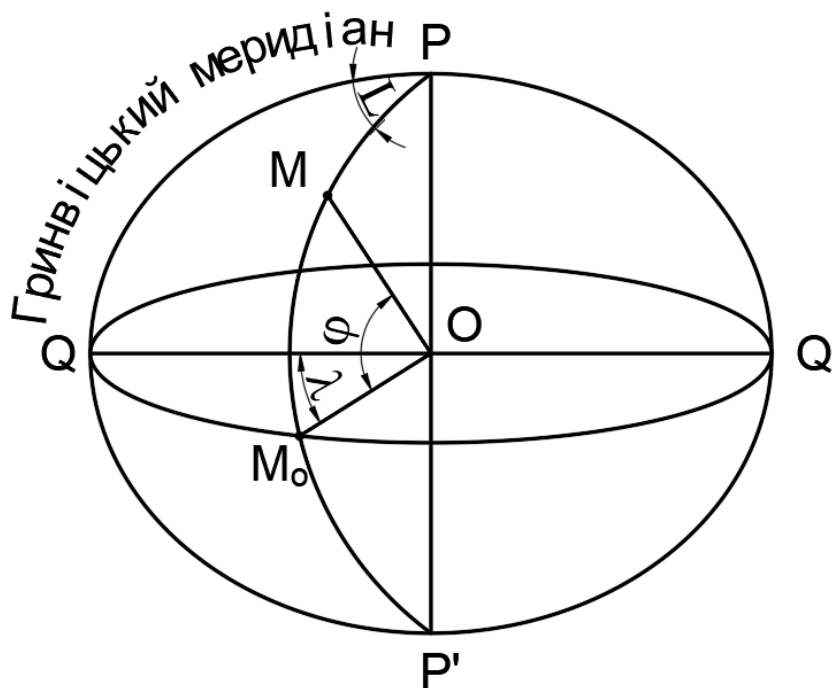


Рисунок 1.1 – Земний еліпсоїд:

$PP_1$  – полюсна вісь еліпсоїда обертання;  $QQ'$  – екватор;  $POP'$  – початковий (Гринвіцький) меридіан;  $M_0$  – відвісна лінія до поверхні еліпсоїда в точці  $M$ ;  $\varphi$  – широта точки  $M$ ;  $\lambda$  – довгота точки  $M$ ;  $\lambda = LQOM_0$ ;  $LMOP = 90^\circ - \varphi$ .

Географічна широта  $\varphi$  це кут, створений між відвісною лінією  $M_0$  і площиною екватора. Широти рахують від екватора на північ (північні) та південь (південні). Значення широт змінюються від  $0^\circ$  до  $90^\circ$ .

Географічна довгота  $\lambda$  – це двограний кут між площинами початкового меридіана та меридіана цієї точки.

Вимірювання довгот виконують від початкового меридіана на захід (західні) і схід (східні) у розмірах від  $0^\circ$  до  $180^\circ$ .

Географічні координати можна знайти також і астрономічним шляхом. Маючи географічні координати одного (початкового) пункту і азимут будь-якого напрямку, що виходить з нього, можна геодезичним шляхом (виміряти тільки кути і лінії та виконати необхідні обчислювання) знайти широту і довготу другого пункту. Значення, одержані цими способами, мають істотну різницю, викликану наявністю відхилення прямовисної лінії від нормалі до поверхні еліпсоїда. У зв'язку з цим широти і довготи, знайдені астрономічним шляхом, називають астрономічними, а геодезичним – геодезичними. Їх замість  $\varphi$  і  $\lambda$ , позначають буквами  $B$  і  $L$ . Перевага географічних координат не викликає сумніву:

- по-перше, точки поверхні еліпсоїда визначаються в єдиній системі, що важливо для вирішення наукових завдань геодезії;
- по-друге, широти і довготи безпосередньо зв'язані з умовами, в яких існує Земля: різниця довгот двох точок вираховується часом повороту Землі навколо осі на відповідний кут, а широта – кутом, утвореним прямовисною лінією з площиною екватора.

У зв'язку з розвитком «тримірної геодезії», сутність якої зводиться до обробки геодезичних вимірювань без проектування їх на рівневу поверхню Землі, починає впроваджуватись система просторових координат  $X, Y, Z$ .

Початок її – у центрі земного еліпсоїда, вісь  $Z$  розташовується вздовж полярної осі, а осі  $X$  і  $Y$  – у площині екватора:  $X$  – у площині початкового меридіана,  $Y$  – перпендикулярно до неї.

Ця система використовується для визначення положення космічних об'єктів – ракет, супутників і в інших випадках. Використання в інженерно-геодезичних роботах вона поки що не знайшла.

Невеличку ділянку рівневої поверхні Землі можна вважати співпадаючою з горизонтальною площиною, тобто площиною, перпендикулярною прямовисній лінії, яка проходить через цю точку. На горизонтальній площині в геодезії встановлена система плоских прямокутних координат  $X, Y$  (рис. 1.2), яка називається місцевою. У цій системі координат вісь абсцис  $X$  суміщають з напрямком на північ місцевого меридіана.

У будівництві часто за вісь абсцис приймають напрямок однієї з головних осей будови.

Для визначення положення точок у просторі необхідно знати й третю координату, тобто висоту.

В астрономічній системі координатою є астрономічна висота  $H_g$  – висота точки над поверхнею геоїда; у геодезичній системі  $H$  – знаходять відносно поверхні еліпсоїда (рис. 1.3).

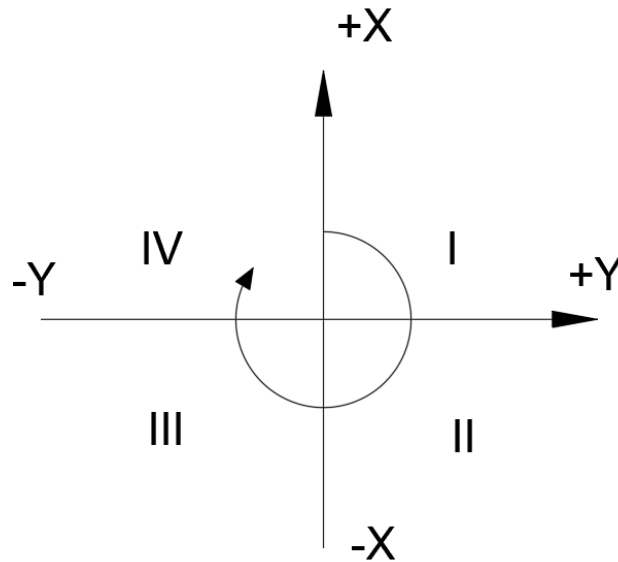


Рисунок 1.2 – Місцева система прямокутних координат

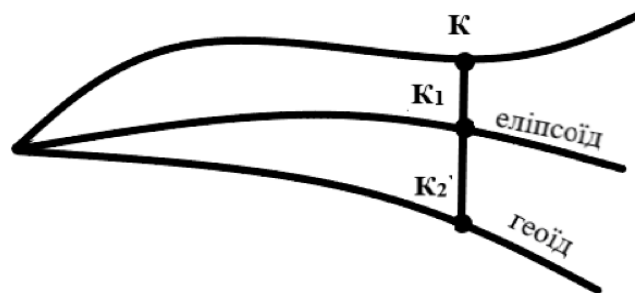


Рисунок 1.3 – Висота точки К:

$KK_1$  – геодезична висота;  $KK_2$  – ортометрична висота

Висоти, які вимірюють відносно довільної рівневої поверхні, називають умовними, а виміряні відносно рівня моря – абсолютними.

За основну відлікову поверхню прийнята поверхня рівня Балтійського моря в Кронштадті. Ця система висот одержала назву «Балтійської». Наприклад, висота точки К дорівнює відрізку  $KK_1$  (рис. 1.3), а її позначка, наприклад, дорівнює 131,17 м.

### 1.3 Методи проєктування поверхні Землі на площину

Місцевість складається з двох елементів – ситуації та рельєфу.

Ситуація – це предмети, що знаходяться на поверхні Землі: дороги, ліси, річки, озера, будівлі, лінії зв'язку, канали тощо.

Рельєф – сукупність нерівностей земної поверхні: горби, впадини, яри, хребти, тощо.

Щоб скласти план або карту ділянки, необхідно спочатку спроєктувати рельєф і ситуацію місцевості на загальну фігуру Землі, а потім за розробленими математичними правилами, які називають картографічними проєкціями, загальну фігуру поверхні Землі спроєктувати на площину.

Всю поверхню Землі або ділянки, які мають значну площу, проєктують на еліпсоїд нормаллями до його поверхні.

Ділянки, розмір яких дає можливість брати поверхню загальної фігури за площину, проєктують прямовисним лініями на поверхню геоїда (рис. 1.4). Таке проєктування називається *ортогональною проєкцією*.

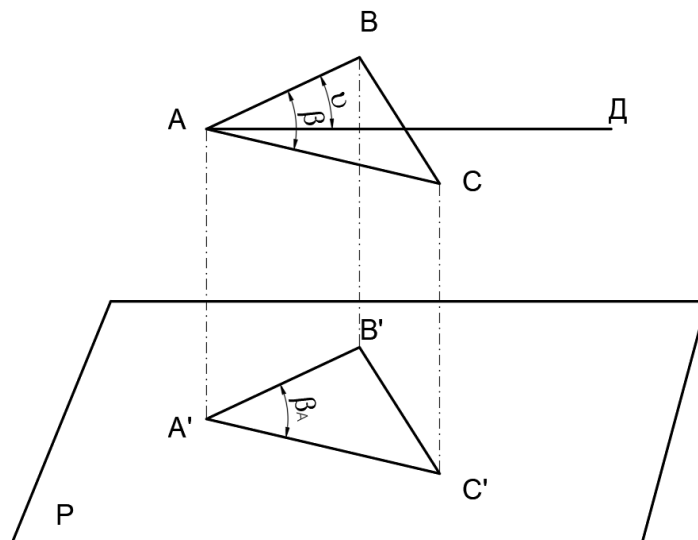


Рисунок 1.4 – Ортогональна проєкція:

A, B, C – точки земної поверхні; AA', BB', CC' – прямовисні лінії;

A', B', C' – горизонтальні проєкції точок A, B і C

Прямовисна площина, що проходить через точки A і B, при перетині з поверхнею Землі утворює лінію AB, а при перетині з площиною P – горизонтальну проєкцію цієї лінії A'B'. Аналогічно утворюється проєкція B'C' і A'C'. Таким чином, трикутник A'B'C' – горизонтальна проєкція

трикутника ABC місцевості, а кут  $\beta_A$  на площі P, що називається горизонтальним кутом – горизонтальна проєкція кута місцевості  $\beta$ .

Для обчислення довжини горизонтальної проєкції A'B' вимірюють довжину лінії місцевості AB і кут нахилу  $\nu$  відносно горизонтальної лінії АД. Тоді:

$$\overline{AD} = \overline{A'B'} = \alpha_{AB} = \overline{AB} \cos \nu \quad (1.2)$$

Відстань по прямовисній лінії  $\overline{AA'} = H_A$  називають висотою точки A над рівневою поверхнею. Аналогічно  $\overline{BB'} = H_B$  і  $\overline{CC'} = H_C$

Різниця висот  $ВД = h$  називають перевищенням.

#### 1.4 Вплив кривизни земної поверхні на вимірюванні горизонтальні та вертикальні відстані

Відомо, що під час вивчення земної поверхні її точки спочатку проєктують на прийнятну єдину поверхню лініями, перпендикулярними до цієї поверхні. Визначимо площу ділянки поверхні, яку практично можна прийняти за плоску, тобто не будемо враховувати кулястість Землі. Для цього приймемо Землю за кулю з радіусом R. Задача зводиться до порівняння довжини дуги  $TB = S$  з довжиною дотичної  $TB' = t$  (рис. 1.5).

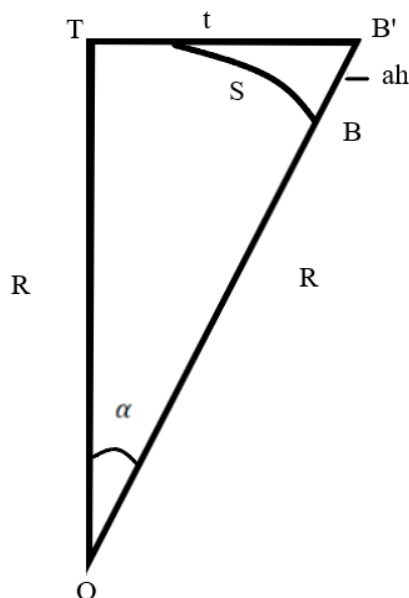


Рисунок 1.5 – Врахування кривизни Землі

Маємо  $t = R \operatorname{tg} \alpha$  і  $S = R\alpha$ . Позначимо  $t - S = \Delta t$ , тоді

$$\Delta t = R \times (\operatorname{tg} \alpha - \alpha) \quad (1.3)$$

У зв'язку з тим, що  $t \ll R$  і кут  $\alpha$  – малий, можна прийняти, що

$$\Delta t = \alpha + \frac{\alpha^3}{3} + \dots$$

Тоді

$$\Delta t = R \frac{\alpha^3}{3} = \frac{t^3}{3R^2} \quad (1.4)$$

Прийнявши  $R = 6000$  км,  $t = 10$  км, будемо мати  $\Delta t = 9$  мм, тоді:

$$\frac{\Delta t}{t} = \frac{1}{1000000}$$

Така точність є найвища під час вимірювання довжин на земній поверхні. Таким чином, ділянку земної поверхні розміром  $10$  км  $\times$   $10$  км в усіх випадках вважають плоскою.

Визначимо величину відрізка  $\overline{BB'} = \Delta h$  (рис. 1.5), який відображає вплив кривизни Землі на визначення висот точок земної поверхні.

З прямокутного трикутника (див. рис. 1.5) маємо:

$$t^2 = (R + \Delta h)^2 - R^2 = 2R \times \Delta h + \Delta h^2$$

звідки:

$$\Delta h = \frac{t^2}{2R} \quad (1.5)$$

Надаючи у формулі (1.5) різні значення  $t$ , одержимо такі значення  $\Delta h$  (табл. 1.1):

Таблиця 1.1 – Розраховані значення  $\Delta h$

$t$ , м	100	1 000	2 000	3 000	10 000
$\Delta h$ , мм	0,8	7,8	310	705,0	7 800

В інженерно-геодезичних роботах необхідну точність визначення

позначок характеризують похибками 1–2 см і навіть менше, а тому вплив кривизни Землі на визначення висот повинен враховуватись.

## 1.5 Система плоских прямокутних координат Гауса – Крюгера

Використання географічної системи координат для інженерно-геодезичних робіт не завжди доцільне: взаємне положення точок визначають у кутових одиницях, а всі довжини на місцевості вимірюють (задають) у лінійній мірі; значення один і тих не кутових одиниць відповідає різним лінійним величинам залежно від широти та ін.

Тому виникає потреба в такій координатній системі, яка була б простою і зручною у використанні. Такою є система плоских прямокутних координат. Геодезичні задачі у цій системі розв'язуються за простими формулами аналітичної геометрії, для чого необхідно попередньо елементи поверхні еліпсоїда тим чи іншим способом перенести на площину. Таке проєктування буде супроводжуватись неминучим спотворенням, величина і характер яких залежать від вибраної проєкції. Для цілей великомасштабного картографування та інженерної геодезії найбільш зручним є проєкції, які зберігають подібність відображення фігур під час переходу з еліпсоїда на площину; виниклі при цьому спотворення достатньо малі і легко враховуються. Цим вимогам відповідає прийнята в СРСР з 1928 р. поперечна циліндрична рівнокутна проєкція Гауса – Крюгера. Поверхню земної сфери розбивають меридіанами на сферичні двокутники – зони I (рис. 1.6), кожна з яких проєктується на внутрішню поверхню циліндра і дотикається до нього по середньому (осьовому) меридіану 2, а вісь циліндра 3 лежать у площині екватора.

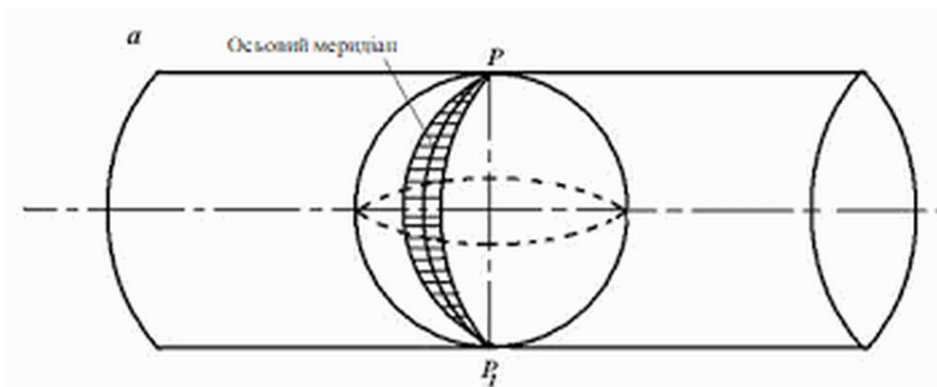


Рисунок 1.6 – Схема побудови поперечної циліндричної проєкції

Розрізаючи циліндр по твірній лінії  $KK_1$  або  $TT_1$  і розрізаючи його поверхню, знаходимо відображення земної поверхні на площині у вигляді окремих зон, які стикаються одна з другою лише в точках зіткнення на екваторі (рис. 1.7).

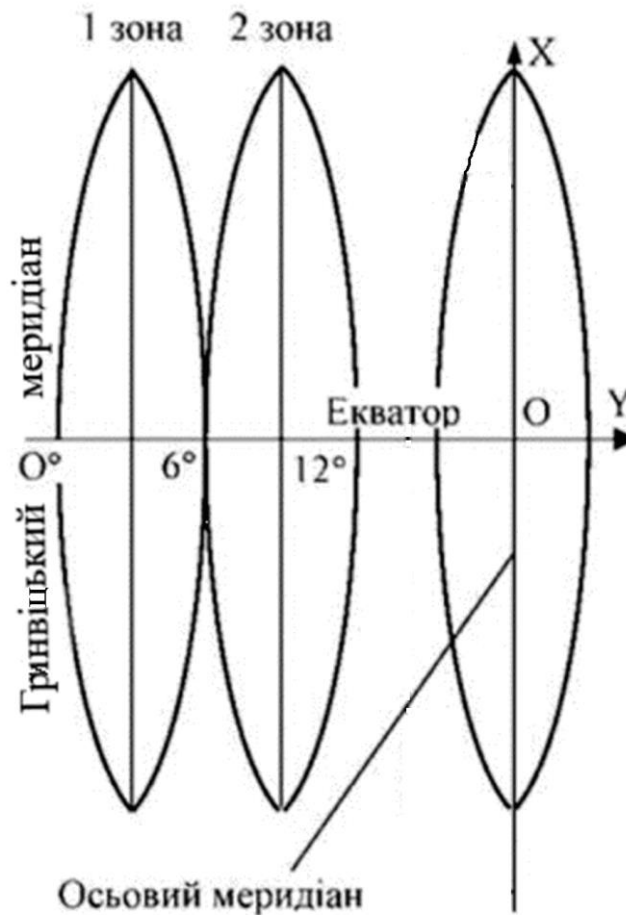


Рисунок 1.7 – Шестиградусні зони поверхні земного еліпсоїда

Поверхню земного еліпсоїда поділено на 60 зон; по довготі в кожній зоні  $6^\circ$ . Шестиградусні зони нумеруються арабськими цифрами зі сходу на захід, починаючи від Гринвіцького меридіана. Довгота осьового меридіана зони визначаються за формулою:

$$\lambda_0 = 6^\circ n - 3 \quad (1.6)$$

де  $n$  – номер зони.

Складання карт у масштабах  $1 : 10\,000$  і дрібніших виконують у шестиградусних зонах, а для масштабів  $1 : 5\,000$  і вище триградусних.



У кожній шестиградусній зоні задають свою систему прямокутних координат, у якій за вісь абсцис  $X$  приймають відображення осьового меридіана, за вісь ординат  $Y$  – відображення екватора. Таким чином, координати будь-якої точки зони є її відстань від екватора  $X$  і від осьового меридіана  $Y$ .

Територія України розміщена на півночі від екватора. Тому абсциси точок місцевості в межах нашої країни в цій системі координат завжди позитивні. Для того щоб і ординати були позитивними точками осьового меридіана, умовно приписують значення  $Y = 500$  км. Попереду зміненої ординати пишуть номер зони, у якій знаходиться точка. Такі ординати називають перетвореними (наприклад, якщо дається ордината 5275252, то точка знаходиться в п'ятій зоні і має ординату від осьового меридіана, яка дорівнює  $275\ 252 - 500\ 000 = -224\ 746$  м).

Сучасні топографічні карти України складені в проєкції Гауса – Крюгера, яка прийнята також у багатьох країнах Європи.

Для відрізка  $d$  з координатами кінцевих точок  $X_1, Y_1$  і  $X_2, Y_2$  поправка  $\Delta d$  за спотворенням довжини лінії на поверхні має вигляд

$$\Delta d = \frac{y_m^2}{2R^2} \times d^2 \quad (1.7)$$

де  $y_m = \frac{y_1 + y_2}{2}$  і  $R$  – середній радіус кривизни.

Спотворення довжин у проєкції Гауса – Крюгера не перевищують 1/1 500 в шестиградусних зонах, а кути спотворень не мають.

## 2 ОРІЄНТУВАННЯ ЛІНІЙ

### 2.1 Кути орієнтування

- ПнС:  $12^{\circ} 21'$  – північно східний;
- ПдС – південно східний;
- ПдЗ – південно західний;
- ПнЗ – північно західний.

Зв'язок між румбами та азимутами показано на рисунках 2.1, 2.2 і в таблиці 2.1.

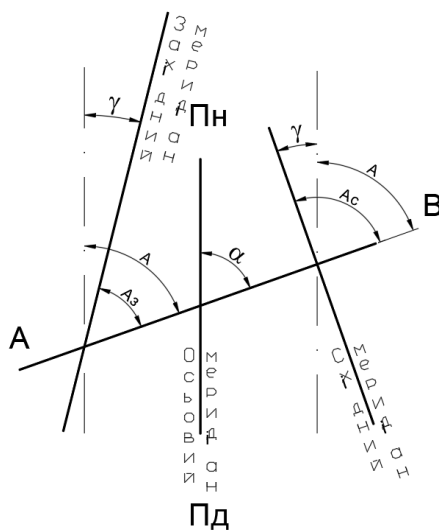


Рисунок 2.1 – Азимут та дирекційний кут лінії АВ

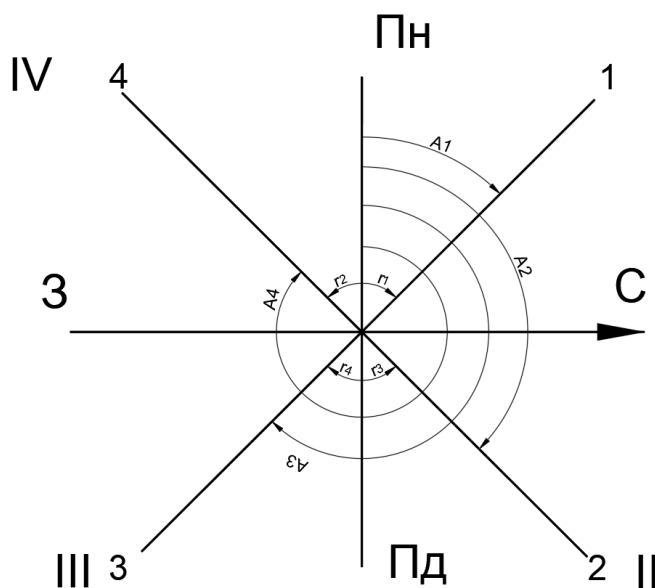


Рисунок 2.2 – Румби напрямку

Таблиця 2.1 – Зв'язок між румбами та азимутами

Азимут	Румби	Напрямок	Чверть
0–90	$r_1 = A_1$	ПнС	I
90–180	$r_2 = 180 - A_2$	ПдС	II
180–270	$r_3 = A_3 - 180$	ПдЗ	III
270–360	$r_4 = 360 - A_4$	ПнЗ	IV

Дирекційний кут  $\alpha$  – горизонтальний кут між напрямком конкретної лінії і північною частиною осьового меридіана (рис. 2.1) або лінією, яка йому паралельна. Як і азимут, дирекційний кут рахують за ходом годинникової стрілки. Напрями осьового та географічного меридіанів цієї точки складають  $\gamma$ , який називають зближенням меридіанів.

Між географічним азимутом лінії та її дирекційним кутом існує зв'язок:

$$A = \alpha + \gamma$$

Значення  $\gamma$  вважають позитивним, якщо точка знаходиться на схід від осьового меридіана і від'ємним – для точок, які знаходяться на захід від нього. Значення  $\gamma$  можна обчислювати за формулою

$$\gamma = l \times \sin B$$

де  $l$  – різниця довгот,

$B$  – геодезична широта точки.

Дирекційний кут заданого напрямку називають прямим, а протилежного – зворотним (рис. 2.3).

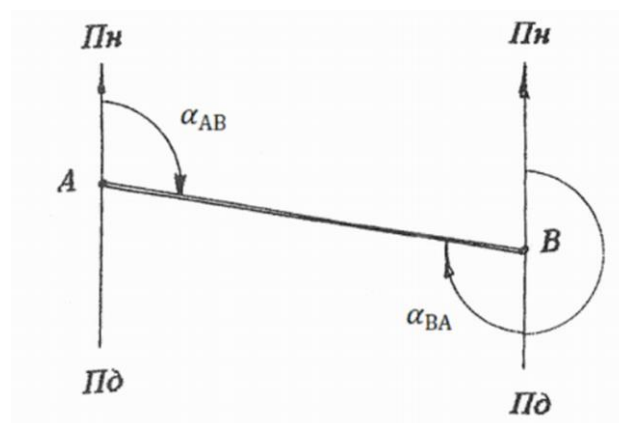


Рисунок 2.3 – Зв'язок між прямим і зворотним дирекційними кутами

Як видно з рисунка 2.3

$$\alpha_{BA} = \alpha_{AB} \pm 180^\circ \quad (2.1)$$

Наприклад:

$$\alpha_{AB} = 270^\circ$$

$$\alpha_{BA} = 270^\circ - 180^\circ = 37^\circ$$

$$\alpha_{AB} = 37^\circ$$

$$\alpha_{BA} = 57^\circ + 180^\circ = 237^\circ$$

Для розв'язання практичних задач часто користуються магнітними азимутами, що визначаються за допомогою компаса, бусолі, головною частиною яких є магнітна стрілка.

Вертикальну площину, яка проходить через кінці магнітної стрілки, називають *площиною магнітного меридіана*.

Кут, який вона створює з площиною географічного меридіана, називають *магнітним схиленням*  $\delta$  (рис. 2.4), яке рахується від півночі на схід і на захід: у першому випадку його називають східним і вважають позитивним, у другому – західним і від'ємним. Точки збігу силових ліній земного магнітного поля, які розміщуються в північній і південній півкулях, називають *магнітними полюсами*; вони не співпадають з географічними полюсами Землі.

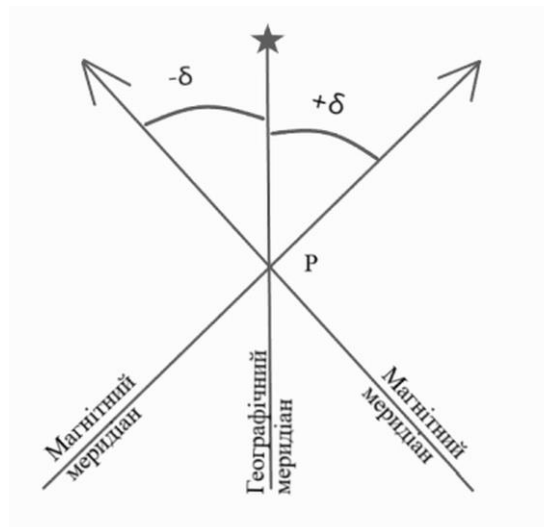


Рисунок 2.4 – Магнітне схилення:  $+\delta$  – східне;  $-\delta$  – західне

Пряма, яка з'єднує магнітні полюси, створює з віссю обертання Землі кут, рівний приблизно  $11,5^\circ$ .

Магнітні азимути  $A_M$  рахують аналогічно географічним – за ходом годинникової стрілки від  $0^\circ$  до  $360^\circ$ , але від магнітного меридіана.

Як видно на рисунку 2.5, (з урахуванням знака магнітного схилення)

$$A = A_M + \delta \quad (2.2)$$

Значення магнітного схилення не є постійним у точках земної поверхні, воно має вікові, річні й добові періодичні зміни.

Наприклад, добові зміни схилення у середньоєвропейській смузі досягають  $15'$ . Є райони, де взагалі не можна користуватися показаннями магнітної стрілки (Курська магнітна аномалія).

Відомості про значення магнітного схилення у цьому районі можна одержати на метеостанціях.

Зв'язок між дирекційним кутом  $\alpha$  і магнітним азимутом визначають, якщо відомі  $\gamma$  і  $\delta$ :

$$A = \alpha + \delta; A_M = A - \delta$$

звідки

$$\alpha = A_M - (\gamma - \delta) \quad (2.3)$$

(з урахуванням знаків  $\gamma$  і  $\delta$ ).

## 2.2 Зв'язок між дирекційними та виміряними кутами

Розглянемо рисунок 2.5: А, В, С – три послідовні точки.

У точці В може бути вимірний один із двох кутів:  $\beta_L$  – лівий за ходом годинникової стрілки А–В–С, або  $\beta_P$  – правий кут. Позначимо  $\alpha_{AB}$  і  $\alpha_{BC}$  як дирекційні кути напрямів АВ і ВС, тоді

$$\alpha_{BC} + X \quad (2.4)$$

але

$$X = 180 - \beta_P \quad (2.5)$$

або

$$X = \beta_{\text{Л}} - 180^\circ \quad (2.6)$$

тоді

$$\alpha_{\text{ВС}} = \alpha_{\text{АВ}} + 180^\circ - \beta_{\text{П}} \quad (2.7)$$

або

$$\alpha_{\text{ВС}} = \alpha_{\text{АВ}} - 180^\circ + \beta_{\text{Л}} \quad (2.8)$$

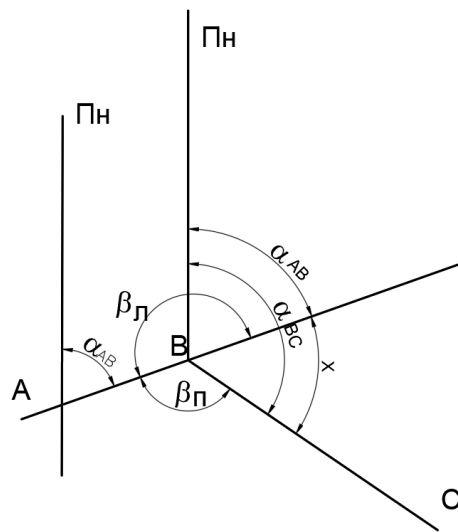


Рисунок 2.5 – Зв'язок між дирекційними і вимірними кутами

Отже, дирекційний кут наступної сторони дорівнює дирекційному куту попередньої сторони плюс або мінус  $180^\circ$  і плюс лівий за ходом годинникової стрілки, або мінус правий вимірний за ходом кут.

Якщо при обчисленні дирекційний кут одержить значення більше  $360^\circ$ , то необхідно відняти  $360^\circ$ , а якщо значення менше 0 (від'ємне) – додати  $360^\circ$ .

Якщо розширити формули (2.7) і (2.8) на К сторін, то

$$\alpha_{\text{К}} = \alpha_0 + \sum_1^{\text{К}} \beta_{\text{іЛ}} - 180^\circ \times (\text{К} - 1) \quad (2.9)$$

$$\alpha_{\text{К}} = \alpha_0 + 180^\circ \times (\text{К} - 1) - \sum_1^{\text{К}} \beta_{\text{іП}} \quad (2.10)$$

де  $\alpha_0$  – дирекційний кут початкової сторони,

К – 1, 2, 3...

## 3 ТОПОГРАФІЧНІ ПЛАНИ І КАРТИ

### 3.1 Загальні відомості

Топографічний план – це креслення, на якому в зменшеному і подібному вигляді зображено горизонтальну проєкцію невеликої ділянки земної поверхні.

Якщо на плані зображено тільки контури предметів місцевості (ситуацію), його називають контурним або ситуаційним. Якщо крім контурів нанесено й рельєф, такий план називають топографічним.

За відображення на площину великих ділянок або всієї земної поверхні, як уже відомо, застосовують картографічні проєкції. Через визначені інтервали в прийнятій проєкції будують відображення ліній меридіанів і паралелей, які при пересіканні створюють картографічну сітку. У середині кожної клітини картографічної сітки розміщують узагальнені відображення елементів місцевості. Таку побудову називають картою, тобто карта – це креслення, на якому за певними математичними правилами з урахуванням кривизни загальної фігури Землі зображено поверхню всієї Землі або будь-якої її частини в узагальненому і зменшеному вигляді.

Ступінь зменшення відображення або відношення довжини відрізка лінії на кресленні до довжини горизонтальної проєкції відповідного відрізка лінії місцевості називають масштабом.

Масштаб плану в усіх його точках однаковий; масштаб в усіх точках карти – різний, а встановлений для певної карти масштаб зберігається тільки в окремих частинах: уздовж деяких меридіанів і паралелей. Цей масштаб називається головним. Масштаби, які відрізняються від головного, називають частковими.

Залежно від масштабу карти поділять на великомасштабні – 1 : 100 000 і більше, тобто 1 : 10 000, 1 : 5 000; середньомасштабні – від 1 : 200 000 до 1 : 1 000 000 і дрібномасштабні – дрібніші 1 : 1 000 000.

Великомасштабні карти називають топографічними, середньомасштабні – оглядово-топографічними, дрібно-масштабні – оглядовими.

Карти можуть мати різне призначення: економічне, політичне, геологічне та ін. – це так звані спеціальні карти, які мають спеціальне навантаження.

Профіль – це креслення, на якому зображено вертикальний розріз поверхні Землі в заданому напрямі: зазвичай масштаб профілю вздовж вертикальних ліній більший за масштаб уздовж горизонтальних ліній з метою наочного зображення висот точок.

### 3.2 Масштаби

Масштаби, виражені числовими величинами, називають числовими, зображувані графіками – графічними.

Числовий масштаб виражають або дробом, наприклад  $1 : 1\,000$ , або іменованим співвідношенням – 1 см на кресленні відповідає 10 м на місцевості.

Графічні масштаби бувають лінійні та поперечні (рис. 3.1).

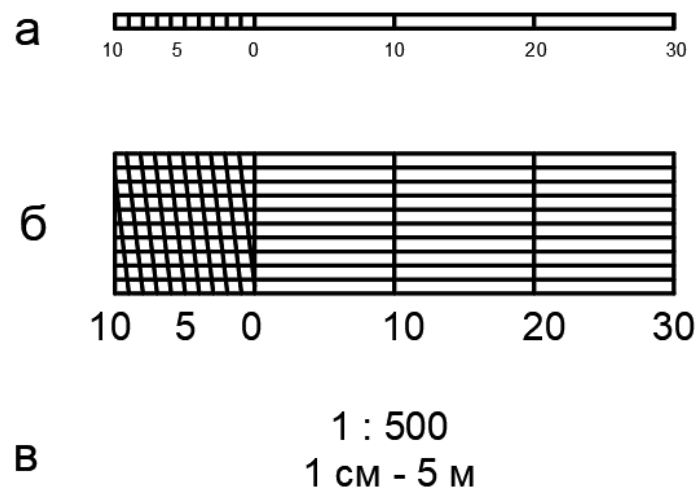


Рисунок 3.1 – Масштаби: а – лінійний; б – поперечний; в – числовий

Лінійний масштаб на планах і картах зазвичай доповнюють числовим масштабом (рис. 3.1, в). Він призначений лише для грубих вимірювань, бо частки найменшої поділки лівого відрізка – основи визначають на око.

Щоб підвищити точність вимірювання відрізків лінії або перенесення довжин вимірюваних відрізків на креслення, застосовують поперечний масштаб, який будують у вигляді графіка (рис. 3.1, б).

Відстань між вертикальними прямими графіка називають основою масштабу, за стандартом вона дорівнює 20 мм. Висота графіка 20 – 25 мм. Вертикальні лінії ділять на  $n$  частин і через їхні кінці проводять прямі горизонтальні лінії, паралельні основні. Крайню ліву основу ділять на  $m$



малих частин, через кінці яких проводять похилі прямі. Таким прийомом побудови поперечного масштабу дістають найменшу поділку, величина якої

$$ab = AB : nm$$

Оскільки за стандартом  $AB = 20 \text{ мм} : m$ , то

$$ab = 20 : mn$$

Під час геодезичних робіт застосовують «сотенний» масштаб, у якого  $m = n = 10$  ( $m \cdot n = 100$ ), а найменша поділка  $ab = 0,2 \text{ мм}$ .

Половина найменшої поділки ( $t = 0,1 \text{ мм}$ ) дорівнює графічній точності масштабу.

Досвідом встановлено, що відрізок лінії на папері абсолютно точно відкласти не можна, виникають відхилення, середню величину яких, близьку до  $0,1 \text{ мм}$ , і називають графічною точністю.

За різних числових масштабів графічній точності відповідають різні довжини відрізків місцевості, наприклад: для масштабу  $1 : 500$  одній десятій міліметра на плані відповідає  $0,05 \text{ м}$  на місцевості, для масштабу  $1 : 5\,000$  –  $0,5 \text{ м}$ .

### 3.3 Зміст планів і карт

Умовні знаки. Ситуацію на планах і картах зображують умовними топографічними знаками. Зображувані об'єкти місцевості можна розділити на дві групи: які за своїми розмірами можна виразити за масштабом (луги, ліси, моря, озера та ін.) та які за розміром не можуть бути виражені за масштабом (мости, колодязі, струмки, ширина доріг та ін.) Умовні знаки першої групи називають масштабними або контурними, а другої – позамасштабними.

Масштабні знаки зображують предмети подібними до оригіналу, і за ними можна визначити розміри і форму предметів; контури зображують точковим пунктиром або тонкою суцільною лінією, а площа в середині контуру заповнюється спеціальними значками.

Позамасштабні знаки зазвичай визначають місцеположення (точку) предметів, і за ними не можна визначити їхні розміри.

Обидві групи знаків доповнюються значками і цифровими даними, які дають найбільш детальну характеристику об'єктів.

### 3.4 Рельєф місцевості

Рельєф – це сукупність нерівностей земної поверхні. Він винятково складений для зображення, тому що це просторовий об'єкт, який ортогонально показують на площині.

На сучасних топографічних картах і планах рельєф зображують горизонталями, тобто лініями рівних висот.

Уявімо собі, що частину фізичної земної поверхні розсікають горизонтальними площинами, паралельними рівневій поверхні і рівновіддаленими одна від одної. Утворені сліди перерізу із земною поверхнею її є горизонталі. Уявлювані криві, утворені на земній поверхні, проєктують на площину (рис. 3.2). Відстані за висотою між січними площинами називають висотою перерізу рельєфу; відстані між горизонталями на плані або карті називають закладанням. Чим більше значення  $d$ , тим схил пологіший і навпаки. З визначення горизонталей випливають такі їхні властивості:

- усі точки, що лежать на одній горизонталі, мають однакову висоту на місцевості;
- горизонталі – безперервні лінії;
- горизонталі не перетинаються між собою;
- на схилах однакової крутості закладання однакові;
- за величиною закладання можна визначити крутість схилу.

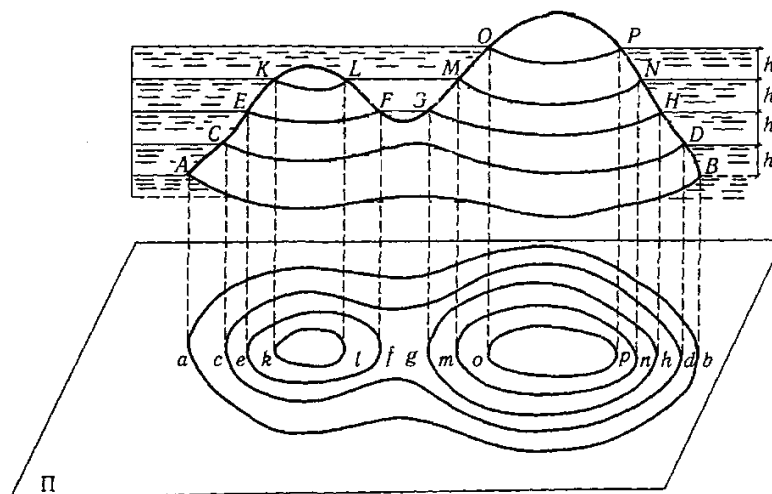


Рисунок 3.2 – Зображення рельєфу

Якщо висота перерізу рельєфу  $h$ , а закладання  $d$ , то для будь-якого відрізка на поверхні землі можна визначити його кут нахилу або уклон, тобто

$$\frac{h}{d} = \operatorname{tg} \nu = i \quad (3.1)$$

Для зручності користування планом за формулою (3.1) будують графіки кутів нахилу й уклонів, які розміщують унизу планів і карт.

Висоту перерізу рельєфу задають і залежності від масштабу і характеру рельєфу. Існує поняття нормальної висоти перерізу рельєфу, яка дорівнює 0,2 мм знаменника числового масштабу карти. Для слабо вираженого рельєфу  $h$  дорівнює 0,5 і 0,25 м.

З усієї різноманітності окремих форм нерівностей земної поверхні виділяють основні форми рельєфу: гора, улоговина, хребет, лощина, сідловина та ін.

Гора – куполоподібне або конусоподібне підвищення з чітко виявленою основою – подошвою.

Улоговина – замкнене чашоподібне заглиблення.

Хребет – витягнута височина. Лінію, що проходить вздовж хребта і з'єднує найбільш підвищені точки, називають вододільною.

Лощина – витягнуте зниження, що має з трьох боків пологі схили з загального нахилу дна в один бік, завдяки чому є стік води. Лінію, по якій стікає вода, називають водотоком або тальвегом. Лощини з пологими схилами – це долини, балки; з крутими прямовисними стінками – ущелини, яри.

Сідловина – невеликий майданчик, до якого з протилежних боків підходять дві височини, а в два інші боки спускаються дві лощини.

## 4 ЕЛЕМЕНТИ МАТЕМАТИЧНОЇ ОБРОБКИ РЕЗУЛЬТАТІВ ГЕОДЕЗИЧНИХ ВИМІРЮВАНЬ

### 4.1 Вимірювання. Похибки вимірювань

Вимірювання – це порівняння деякої фізичної величини з величиною, яка прийнята за одиницю вимірювання.

Результат вимірювання – це число  $t$ , яке показує, у скільки разів вимірювана величина  $T$  більша (менша) прийнятої одиниці вимірювання, тобто:

$$T = nt \quad (4.1)$$

У геодезії і будівництві вимірюють переважно дві фізичні величини – довжину і кут, які визначають геометричну форму об'єкта.

Результат будь-якого вимірювання зазвичай супроводжується похибками. Якщо  $X$  – точне значення фізичної величини,  $l$  – результат вимірювання цієї величини, то похибка результату вимірювання визначаються за формулою:

$$\Delta = l - X \quad (4.2)$$

Похибка вимірювання в загальному вигляді об'єднує: грубі, систематичні та випадкові похибки.

Грубі похибки (або промахи) – це похибки, величини яких перевищують граничне значення, встановлене для вимірювання в цих умовах. Виникають через неухважність виконавців або внаслідок дефектів приладів. Визначаються за допомогою повторних вимірювань.

Систематичні похибки виключають із результатів вимірювань шляхом введення поправок, які компенсують вплив похибок, або відповідною організацією процесу вимірювань. В обох випадках систематичні похибки не можуть бути виключеними повністю. Вважають, що некомпенсована частина систематичної похибки залишається у вимірюванні як деяка елементарна випадкова похибка.

Випадкова похибка вимірювань – це похибка, яка змінюється випадково при вимірюваннях однієї і тієї саме величини. Вона немінуча і породжується умовами вимірювань, зміни яких викликають варіювання значень вимірювань фізичної величини.

Фактори, які впливають на результати вимірювань:

- об'єкт вимірювання, тобто зміна величини об'єкта з часом;
- особисті похибки спостерігача; недостатнє сприйняття і досконалість органів чуття;
- точність приладів, якими виконується вимірювання;
- метод вимірювання;
- безперервна зміна зовнішніх умов.

Вимірювання, виконані за однакових умов, називають рівноточними.

Властивості випадкових похибок. Аналіз експериментальних даних і теоретичних досліджень дозволяє сформулювати властивості випадкових похибок.

1. Симетрія відносно нуля: позитивні і від'ємні похибки, які рівні по абсолютній величині, рівноймовірні, тобто їхнє виникнення можливе в однаковій мірі.

2. Компенсація: сума випадкових похибок, розділена на число вимірювань, яке прямує до нескінченності, прагне до нуля, тобто

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{(\Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_n)}{n} = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{[\Delta]}{n} = 0 \quad (4.3)$$

де  $n$  – число похибок;

$[\Delta]$  – Гаусове позначення суми однорідних величин.

Розсіювання: сума квадратів випадкових похибок, розділена на їхню кількість ( $n \rightarrow \infty$ ), прагне до деякої границі, величина якої пов'язана з умовами вимірювань, тобто:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{[\Delta^2]}{n} = \sigma^2 \quad (4.4)$$

де  $\sigma$  – стандарт або теоретичне значення середньої квадратичної похибки.

3. Обмеження: випадкові похибки за абсолютною величиною не можуть перевищити деякої границі  $\Delta_{гр}$ , яка називається граничною похибкою. Величина цієї похибки залежить від умов вимірювання, тобто:

$$|\Delta| \leq \Delta_{гр} \quad (4.5)$$

4. Пропорціональність: за будь-яких умов вимірювань відношення граничної похибки до стандарту зберігає свою величину, тобто

$$\Delta_{гр}/\sigma = const \quad (4.6)$$

5. Щільність: чим більше за абсолютною величиною значення випадкової похибки, тим воно рідше зустрічається і, навпаки, чим менша за модулем випадкова похибка, тим частіше вона виникає.

## 4.2 Точність вимірювань

Точність вимірювань – це їхня якість, яка визначає їхню близькість точному значенню виміряної фізичної величини.

Точне значення фізичної величини, якщо воно не визначено теоретично, – невідоме. В окремих випадках за точну величину умовно приймають експериментально знайдену величину. Таке значення фізичної величини називають дійсним.

Стандарт згідно нормативним документам ДБН А.2.1–1–2008 – це (як витікає з властивостей випадкових похибок) основний критерій оцінки точності вимірювань: по-перше, він визначає своєю величиною ступінь розсіювання окремих випадкових похибок відносно їхньої середини, тобто нуля; по-друге, величина граничної похибки  $\Delta_{гр}$  пропорціональна значенню стандарту. Таким чином, прийняття значення стандарту як критерію точності є обґрунтованим.

Середня похибка  $\theta$  – це середнє арифметичне з абсолютних величин похибок, тобто:

$$\theta = \frac{([\Delta_1]+[\Delta_2]+\dots+[\Delta_n])}{n} \quad (4.7)$$

Імовірна похибка  $r$  – це таке значення випадкової похибки, відносно якої всі похибки, розміщені по модулю, розділяються симетрично.

Середня та імовірна похибка зв'язані з стандартом:

$$\theta = 0,8 \sigma; r = 0,7 \sigma$$

Відносна похибка, яка використовується для оцінки точності вимірювань довжин, площ тощо, дорівнює відношенню похибки вимірювання до дійсного значення вимірюваної величини. Її виражають у відсотках або дробом, чисельник якого дорівнює одиниці, а знаменник – відношенню вимірюваної величини до похибки вимірювання. Наприклад, якщо виміряна лінія дорівнює 100 м, а її середня похибка вимірювання

0,05 м, то відносна середня похибка буде дорівнювати  $0,05 \setminus 100 = 1 \setminus 2000$ .

### 4.3 Оцінка точності результатів безпосередніх вимірювань

У зв'язку з тим, що істинне значення стандарту невідоме, користуються його приблизним значенням – середньою квадратичною похибкою, яку обчислюють за формулою:

$$m = \sqrt{[\Delta^2]/n} \quad (4.8)$$

де  $n$  – число похибок вимірювань.

Для оцінки точності  $\sigma = m$  користуються формулою

$$m_n = m / \sqrt{2n} \quad (4.9)$$

Вирахувавши приблизне значення стандарту й оцінивши його точність, можна визначити граничну похибку  $\Delta_{гр}$ , яка може зустрітися в цьому розподіленні:

$$\Delta_{гр} < 2 \times m \quad \text{з імовірністю } 0,95 \quad (4.10)$$

$$\Delta_{гр} < 3 \times m \quad \text{з імовірністю } 0,997 \quad (4.11)$$

Таким чином, для конкретних умов вимірювання визначають дослідним шляхом  $m$  і для всіх наступних вимірювань, які проводяться приблизно в таких саме умовах, указують у відповідних посібниках з виконання геодезичних робіт критерії для відбраковки результатів вимірювань.

Водночас для більш відповідальних вимірювань за граничну похибку приймають  $\Delta_{гр} = 2m$ , а для менш відповідальних  $\Delta_{гр} = 3m$ .

Формулу середньої квадратичної похибки (4.8) можна застосувати у випадках, коли відоме точне значення вимірюваної величини, що буває рідко. Цю формулу називають формулою Гауса.

Точне (істинне) значення вимірюваної величини зазвичай невідоме.

Тому середню квадратичну похибку обчислюють за формулою Бесселя:

$$m = \sqrt{[V^2]/(n-1)} \quad (4.12)$$

де  $V$  – імовірні похибки.

$$V = l - \bar{x} \quad (4.13)$$

де  $l$  – результат вимірювання;

$\bar{x}$  – середнє арифметичне (арифметична середина), яке визначається із

результатів вимірювань:

$$\bar{x} = [l_i]/n \quad (4.14)$$

де  $i = 1, 2, 3 \dots$ ;

$n$  – число вимірювань.

Середня квадратична похибка  $\bar{x}$

$$M = m/\sqrt{n} \quad (4.15)$$

тобто середнє арифметичне значення  $\bar{x}$  має середню квадратичну похибку, яка в  $\sqrt{n}$  разів менша, ніж середня квадратична похибка  $m$  окремого вимірювання.

#### 4.4 Середня квадратична похибка функції виміряних величин

Формули (4.8) і (4.12) дають змогу визначити середню квадратичну похибку однієї вимірюваної величини. Але в багатьох випадках ця величина є функцією інших виміряних величин. Виникає необхідність обчислення середньої квадратичної похибки функції виміряних величин. Розглянемо просту лінійну функцію, яка має вигляд

$$Z = x + y \quad (4.16)$$

де  $x$  і  $y$  – незалежні перемінні аргументи.

Припустимо, що кожний з цих аргументів вимірювався  $n$  разів і



кожне вимірювання супроводжувалося випадковими похибками  $\Delta x_i$ ,  $\Delta y_i$  ( $i=1, 2, 3 \dots n$ ). Тоді

$$Z_i + \Delta Z_i = (x_i + \Delta x_i) + (y_i + \Delta y_i)$$

або

$$\Delta Z_i = \Delta x_i + \Delta y_i \quad (4.17)$$

Щоб перейти до середніх квадратичних похибок, піднесемо в квадрат обидві частини нерівностей (4.17), підсумуємо одержані значення 1 до n:

$$[\Delta Z^2] = [\Delta x^2] + [\Delta y^2] + 2 * [\Delta x * \Delta y] \quad (4.18)$$

і розділимо на n рівність (4.18)

$$\frac{[\Delta Z^2]}{n} = \frac{[\Delta x^2]}{n} + \frac{[\Delta y^2]}{n} + \frac{2 * [\Delta x * \Delta y]}{n} \quad (4.19)$$

Згідно з формулою (4.3)  $[\Delta x * \Delta y] = 0$ , тоді

$$\frac{[\Delta Z^2]}{n} = \frac{[\Delta x^2]}{n} + \frac{[\Delta y^2]}{n}$$

або, переходячи до середніх квадратичних похибок, знаходимо

$$m_Z^2 = m_x^2 + m_y^2 \quad (4.20)$$

Ця формула справедлива і для випадку

$$Z = x - y$$

Узагальнюючи, можна записати, що для функції

$$Z = x \pm y \pm t \dots \pm v$$

середня квадратична похибка буде мати вигляд

$$m_Z^2 = m_x^2 + m_y^2 + \dots + m_v^2 \quad (4.21)$$

Тобто квадрат середньої квадратичної похибки алгебраїчної суми аргументів дорівнює сумі квадратів середніх квадратичних похибок цих

аргументів. Якщо  $m_x = m_y = \dots = m_v = m$ , то

$$m_z = m\sqrt{n} \quad (4.22)$$

Коли функція має вигляд  $Z = K * x$ , де  $K$  постійна величина, то середня квадратична похибка функції обчислюється за формулою:

$$m_z = K * m_x \quad (4.23)$$

Для функції

$$Z = K_1x \pm K_2y \pm K_3t \pm \dots \pm K_nv \quad (4.24)$$

формула середньої квадратичної похибки має вигляд

$$m_z^2 = K_1^2 * m_x^2 + K_2^2 * m_y^2 + K_n^2 * m_v^2 \quad (4.25)$$

Якщо  $K_1 = K_2 = \dots = K_n = K$ ;  $m_x = m_y = \dots = m_v = m$ , тоді

$$m_z = Km\sqrt{n} \quad (4.26)$$

Розглянемо функцію багатьох незалежних аргументів загального вигляду:

$$Z = f(x, y, t \dots v) \quad (4.27)$$

Нехай всі аргументи виміряні  $n$  разів з випадковими похибками  $\Delta x_i, \Delta y_i, \Delta v_i$ , ( $i = 1, 2 \dots n$ ), тоді

$$Z_i + \Delta Z_i = f(x_i, \Delta x_i; y_i, \Delta y_i, \dots, v_i, \Delta v_i) \quad (4.28)$$

У зв'язку з тим, що похибки аргументів малі, цю функцію можна розкласти в ряд Тейлора і, обмежуючись числами, які утримують тільки першу ступінь похибок, знайдемо:

$$Z_i + \Delta Z_i = f(x_i, y_i, \dots, v_i) + \frac{\partial f}{\partial x} \Delta x_i + \frac{\partial f}{\partial y} \Delta y_i + \frac{\partial f}{\partial v} \Delta v_i \quad (4.29)$$

або

$$\Delta Z_i = \frac{\partial f}{\partial x} \Delta x_i + \frac{\partial f}{\partial y} \Delta y_i + \dots + \frac{\partial f}{\partial v} \Delta v_i$$

Часткові похідні  $\frac{\partial f}{\partial x}, \frac{\partial f}{\partial y} + \dots + \frac{\partial f}{\partial v}$  виконують функції коефіцієнтів К

у формулі (4.24). Переходячи до середніх квадратичних похибок за формулою (4.25), знаходимо:

$$m_z^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 m_y^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial v}\right)^2 m_v^2 \quad (4.30)$$

Тобто квадрат середньої квадратичної похибки функції загального вигляду дорівнює сумі квадратів добутків часткових похідних кожної перемінної, помножених на їхні середні квадратичні похибки.

Для визначення точності способів вимірювань і дослідження приладів часто застосовують метод подвійних вимірювань, тобто кожну величину вимірюють двічі, а результати вимірювань обчислюють за формулою для випадкових похибок, розглядаючи різницю двох вимірювань як випадкові похибки. У цьому випадку середню квадратичну похибку обчислюють за формулою:

$$m = \sqrt{[d^2]/2n} \quad (4.31)$$

де  $d = l_1 - l_2$  – різниця між подвійним вимірюванням однієї і тієї саме величини.

#### **4.5 Застосування теорії помилок до нерівноточних вимірювань**

Результати нерівноточних вимірювань характеризують вагою – ступенем надійності, який виражено числом. Чим більше вага, тим надійніший, точніший результат вимірювання. Величина ваги обернено пропорційна квадратові середньої квадратичної похибки

$$P = \frac{K}{m} \quad (4.32)$$

де К – довільне число, що вибирають для зручності обчислень деякої групи

вимірювань. Якщо вага одного результату  $P_1 = K : m_1^2$ , вага другого  $P_2 = K : m_2^2$ , то

$$P_1 : P_2 = m_2^2 : m_1^2 \quad (4.33)$$

Для обробки визначають вимір, вагу якого приймають за одиницю. При багаторазових вимірюваннях одного предмета за одиницю ваги беруть один його вимір. При вимірюванні ряду однорідних предметів за одиницю ваги беруть вимір одного предмета. Якщо функція виміряних предметів має вигляд

$$y = x_1 + x_2 + \dots + x_n$$

то, використовуючи формулу (4.34) і враховуючи, що  $m^2 = K : P$ , маємо

$$\frac{1}{P_y} = \frac{1}{P_1} + \frac{1}{P_2} + \dots + \frac{1}{P_n} \quad (4.34)$$

Якщо  $P_1 = P_2 = \dots = P_n = P$ , то

$$\frac{1}{P_y} = \frac{n}{P} \text{ або } P_y = P : n$$

тобто вага суми виміряних величин в  $n$  разів менша за вагу кожного з додатків. Мірою оцінки точності нерівноточних вимірювань є середня квадратична похибка одиниці ваги:

$$\mu = \pm \sqrt{[P\Delta^2]/n} \quad (4.35)$$

або

$$\mu = \pm \sqrt{[Pv^2]/(n-1)} \quad (4.36)$$

де  $v$  – найімовірніші похибки.

Загальна арифметична середина результатів нерівноточних вимірювань обчислюється за формулою:

$$\bar{x} = \frac{l_1 P_1 + l_2 P_2 + \dots + l_n P_n}{P_1 + P_2 + \dots + P_n} \quad (4.37)$$

$$P = P_1 + P_2 + \dots + P_n = [P] \quad (4.38)$$

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{[Pv^2]}{[P](n-1)}} = \pm \frac{\mu}{\sqrt{[P]}} \quad (4.39)$$

Вага і середня квадратична похибка загальної арифметичної середини обчислюються за формулами 4.38 та 4.39.

## 5 ГЕОДЕЗИЧНІ ТА КУТОВІ ВИМІРЮВАННЯ

### 5.1 Принцип вимірювання кутів на місцевості

Кутіві вимірювання виконують для того, щоб визначити в просторі взаємне положення точок місцевості.

Горизонтальний кут – це проєкція кута місцевості на горизонтальну площину. Щоб дістати горизонтальну проєкцію кута, потрібно сторони  $BA$  і  $BC$  спроектувати вертикальними площинами  $Q_1$  і  $Q_2$  на горизонтальну площину  $P$  і знайти їхні горизонтальні проєкції  $ba$  і  $bc$  (рис. 5.1). Кут між цими проєкціями на площині  $P$  і в горизонтальний кут  $\beta$ . При цьому байдуже, у якій точці горизонтальна площина  $P$  перетинає прямовисну лінію  $BB$ . У зв'язку з цим кутомірний інструмент можна встановити на якійсь висоті над вершиною вимірюваного кута. Горизонтальний кут може приймати значення від  $0^\circ$  до  $360^\circ$ .

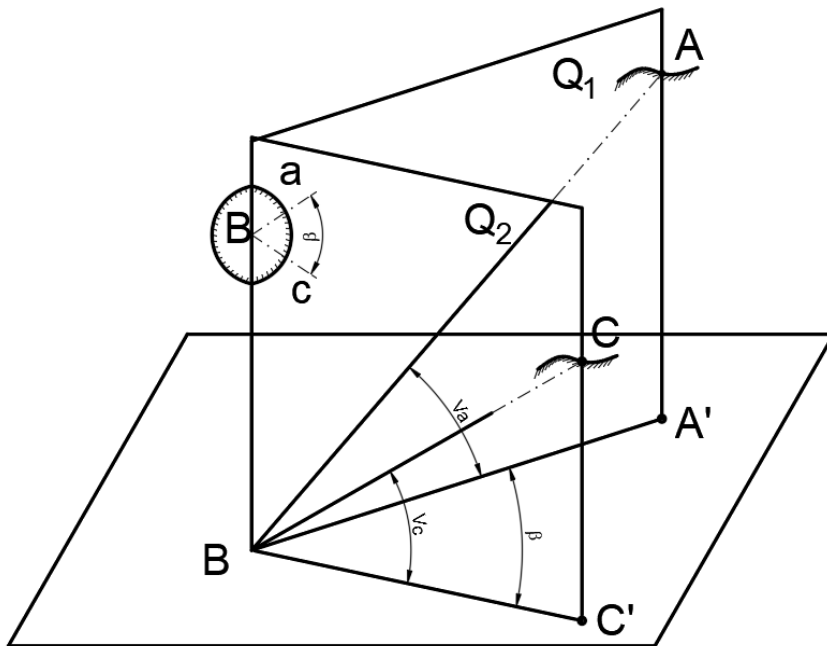


Рисунок 5. 1 – Вимірювання горизонтального кута

Вертикальний кут – це кут між стороною і її проєкцією на горизонтальній площині. Вертикальний кут може приймати значення від  $-90^\circ$  до  $+90^\circ$ . Для вимірювання кута  $\beta$  над його вершиною розміщують градуйований круг (лімб). Центр кола встановлюють на прямовисній лінії, що проходить через вершину кута  $b$ , а сам круг розміщують у горизонтальній площині. Тоді кут між радіусами  $ba$  і  $bc$  –

горизонтальний. Якщо поділки на крузі позначені по ходу годинникової стрілки, а відліки на градусній частині кола –  $a$  і  $b$ , то

$$\beta = c - a$$

Цей принцип вимірювання кутів на місцевості реалізується кутомірним приладом, який називається теодолітом.

Схема будови теодоліта детально розглянута в методичних рекомендаціях з лабораторних робіт.

## 5.2 Відлікові обладнання

В оптичних теодолітах відлікові обладнання бувають шкаловими і штриховими.

Найпростіше побудований штриховий. На пластинці з індексом зображують один кінець діаметра лімба (рис. 5.2).

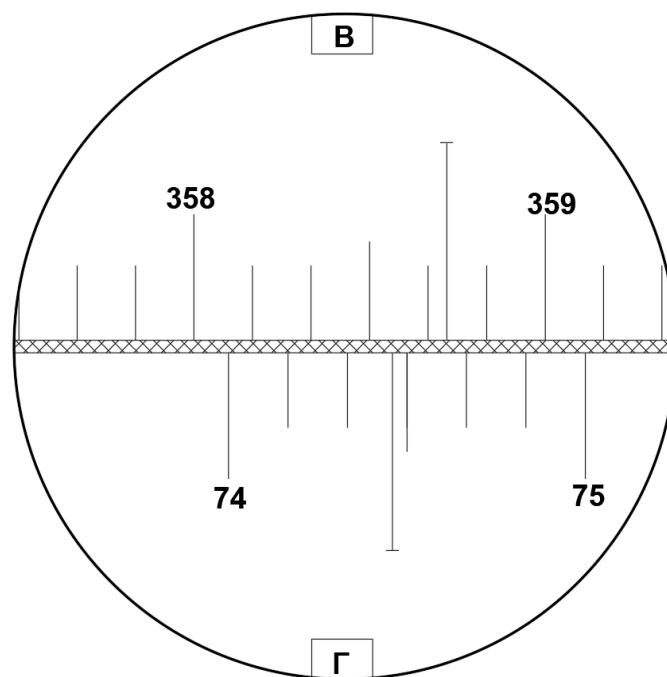


Рисунок 5.2 – Штриховий мікроскоп

Відлік на рисунку 5.2 дорівнює  $74^{\circ} 28''$  горизонтальне коло і  $358^{\circ} 43''$  вертикальне коло. Більш точними є шкалові мікроскопи. На рисунку 5.3 показане поле зору шкалового мікроскопа з ціною поділок лімба  $1^{\circ}$ . Довжина шкали, нарізаної на склі, дорівнює одній поділці лімба. Шкала розділена на 60 поділок, тобто ціна однієї поділки дорівнює  $1'$ . Оцінюючи

десяті частки на око, можна взяти відлік по шкалі з точністю до  $0,1'$ . У сучасних теодолітах, які мають шкалові мікроскопи, в полі зору одночасно знаходиться зображення горизонтального та вертикального кіл.

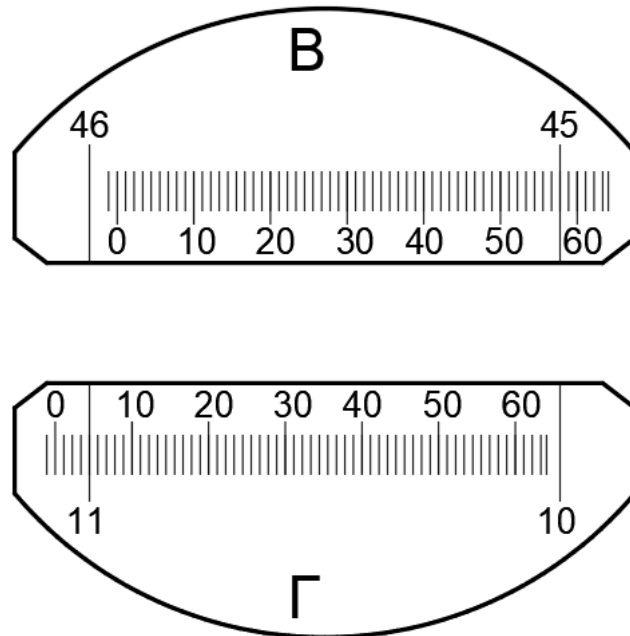


Рисунок 5.3 – Шкаловий мікроскоп

Відліки на рисунку 5.3 дорівнюють: вертикальне коло –  $45^{\circ} 58'$ , горизонтальне –  $11^{\circ} 04'$ .

### 5.3 Типи теодолітів

За призначенням виділяють теодоліти маркшейдерські, кодові, проєктувальні, спеціальні й універсальні. Згідно з ГОСТ 10529-79 теодоліти розділяють за точністю відносно середньої квадратичної похибки вимірювання кутів одним прийомом у лабораторних умовах.

Шифр теодоліта включає заголовну букву Т і цифри, які відповідають величині середньої квадратичної похибки вимірювання кута. Наприклад Т-30 – шифр теодоліта, яким можна вимірювати кут одним прийомом з інструментальною похибкою  $30''$ . ГОСТом передбачено виготовлення оптичних теодолітів, які мають шифри: Т-1 – високоточний; Т-2, Т-5 – точні; Т-15, Т-30 – технічні; Т-60 – навчальні.

Теодоліт, який має вертикальне коло, пристрій для вимірювання відстаней (далекомір), сумісне обертання лімба з алідадою і гніздо для закріплення бусолі, називають теодолітом-тахеометром.



Теодоліти з металевими лімбами тепер не виготовляють, але вони ще використовуються у виробництві ТТ-5, ТТП та інші.

Теодоліт-тахеомер ТТ-5 до останнього часу був одним із найбільш розповсюджених приладів. У нього збільшення зорової труби 25,2<sup>x</sup>, поле зору 1° 25', поділки на лімбах через 10', підписи через 5°, верньєр має 10 поділок, середня квадратична похибка вимірювання кута одним прийомом не перевищує 15".

На базі ТТ-5 сконструйовано теодоліт-тахеомер проєктувальний ТТП, який має окулярну насадку, що дозволяє візувати при великих нахилах труби, а також накладний рівень – з більшою точністю проєктувати високі точки на горизонтальну площину і будувати прямовисні лінії. Його доцільно використовувати під час будівництва високих споруд або для виконання геодезичних робіт у глибоких котлованах.

Оптичні теодоліти – це такі, які мають скляні лімби й оптичні системи відліків на горизонтальному та вертикальному колах. Ці теодоліти зручні у використанні, забезпечують високу продуктивність праці.

Високоточні теодоліти ОТ-02 призначені для розвитку державних геодезичних мереж як основи для розбивочних робіт та вивчення деформації споруд, для установки й монтажу обладнання кутовими методами.

Точні теодоліти Т-2, Т-5 призначені для вимірювання горизонтальних та вертикальних кутів у триангуляції та полігонометрії III та IV класів, а також в аналітичних мережах I і II розрядів; вони можуть бути використані в будівництві під час вивчення деформації споруд, монтажу машин та заводського обладнання.

Теодоліт Т-5 забезпечений накладним рівнем з ціною поділки 10", що дозволяє використовувати його для технічного нівелювання та нівелювання IV класу.

Технічні теодоліти Т-15, Т-30 використовують для прокладання теодолітних та тахеометричних ходів, планових і висотних зйомок, рекогносцувальних та пошукових робіт.

У будівельній практиці застосовують також лазерні й електронні теодоліти для позначення напрямку та створів, встановлення конструкцій в проєктне положення, трасування доріг і підземних комунікацій.

Технічні дані оптичних теодолітів подані в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Технічні дані оптичних теодолітів

Основні параметри	Теодоліти				
	OT-02	T-2	T-5	T-15	T-30
Середня квадратична похибка вимірювання кутів одним прийомом, хв					
горизонтального	0,2	2	5	15	30
вертикального	0,2	3	12	25	45
Збільшення зорової труби	30-40	25	25	25	18
Кут поля зору, град.	1	1,5	1,5	1,5	2
Найменша відстань візування, м	5	2	2	1,5	1,2
Коефіцієнт далекоміра	–	100	100	100	100
Маса, кг					
теодоліта	11	5	4,5	3,5	2,5
комплекту в упаковці	16	9	8,5	6,5	3,5
Ціна поділок рівня на алідаді кола, хв/мм					
горизонтального	10	10	30	45	45
вертикального	10	15	15	–	–

#### 5.4 Дослідження та перевірка теодолітів

Дослідження теодоліта – це якісна оцінка окремих його частин, тобто визначення відповідності точності та ретельності виготовлення або обробки його окремих деталей.

Перед роботою досліджують лімб, алідаду, рівні та трубу, ексцентриситет алідади, відхилення дійсної точності відлікових пристроїв від заданої конструктивної точності, плавність обертання лімба й алідади та плавність роботи навідних і піднімальних гвинтів.

Згідно зі схемою теодоліта взаємне розміщення його частин повинно відповідати умовам:

$$UU_1 \quad ZZ_1$$

$$VV_1 \quad HH_1$$

$$HH_1 \quad ZZ_1 \quad (5.1)$$

де  $UU_1$  – вісь циліндричного рівня на алідаді горизонтального кола;

$ZZ_1$  – вертикальна вісь обертання теодоліта;

$VV_1$  – візирна вісь зорової труби;

$HH_1$  – горизонтальна вісь обертання труби.

Виконання цих умов перевіряють перед роботою, а усунення невідповідностей в розміщенні осей називають юстировкою.

Щоб переконатися, що теодоліт відповідає умовам (5.1), виконують його повірку.

Вісь циліндричного рівня на алідаді горизонтального кола повинна бути перпендикулярною до вертикальної осі теодоліта. Спочатку площину лімба приводять у горизонтальне положення: повертають алідаду або лімб так, щоб рівень розмістився приблизно паралельно двом піднімальним гвинтам. Обертаючи гвинт у різні боки, виводять бульбашку рівня на середину. Потім повертають рівень у напрямі третього піднімального гвинта, обертаючи який, знову приводять бульбашку на середину ампули.

Після цього повертають рівень  $180^\circ$ . Якщо бульбашка залишилася на середині, то вісь рівня перпендикулярна до вертикальної осі інструмента. Якщо ж бульбашка зійде з середини (відхилиться на подвійну поділку через нерівність підставок рівня), то щоб виправити помилку, змінюють величину підставок – виправними гвинтами рівня виводять бульбашку на половину відхилення до середини ампули, а потім піднімальними гвинтами встановлюють бульбашку на середину. Таку повірку виконують декілька разів, доки бульбашка рівня, повернутого на  $180^\circ$ , не сходиться з середини більш як на одну поділку.

Якщо на лімбі два рівня, то перевіряють окремо кожний з них.

Візирна вісь труби має бути перпендикулярною до горизонтальної осі обертання труби. Величину відхилення дійсного кута від прямого називають колімаційною помилкою.

Теодоліт приводять у робоче положення, закріплюють лімб, візирку, вісь труби наводять на точку, віддалену на 300–500 м. Для цього відкріплюють затискні гвинти алідади і труби, і дивлячись поверх труби, візують на намічену точку; закріпивши затискні гвинти й орудуючи

навідними гвинтами аліади і труби, суміщають центр сітки з точкою, за якою спостерігають. Беруть відлік за лімбом  $R$ . Відкріпивши аліаду і перевібивши трубу через зеніт, вдруге візують на ту саму точку і роблять відлік за лімбом  $L$ . Якщо відліки рівні або відрізняються не більш як на подвійну точність відліку  $t$ , умову виконано:

$$(R - L \pm 180^\circ) \leq 2t$$

Інакше виявляється подвійна колімаційна помилка. Щоб її позбутися, обчислюють середнє значення двох відліків, яке навідними гвинтами встановлюють на лімбі, при цьому центр сітки зійде з точки, за якою спостерігають.

Ослабивши виправні гвинти сітки ниток, переміщують її боковими гвинтами так, щоб центр сітки проектувався в спостережувану точку. Після цього сітку закріплюють.

Горизонтальна вісь обертання труби має бути перпендикулярною до осі обертання теодоліта. Теодоліт установлюють на 20 – 30 м від стіни високої будівлі і лімб приводять у горизонтальне положення.

На стіні (вгорі) вибирають точку  $A$  (рис. 5.4) і візують на неї. Закріпивши аліаду, опускають трубу до горизонтального положення і проектують центр сітки ниток на стіну. Позначають точку  $A_1$ . Перевібивши трубу через зеніт, знову візують на точку  $A_1$  і, опустивши трубу до горизонтального положення, позначають точку  $A_2$ .

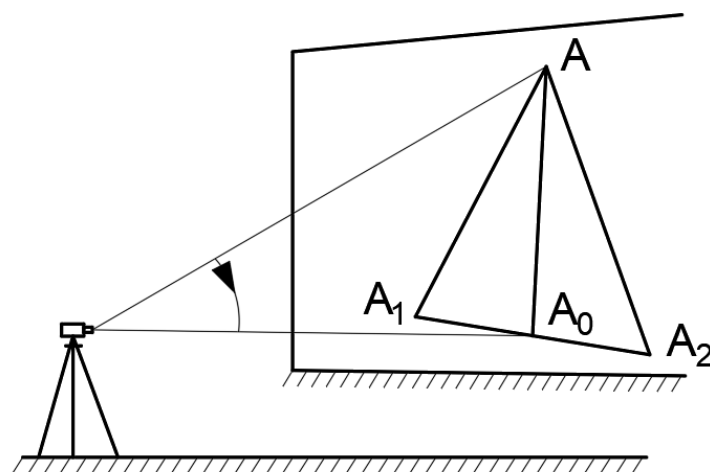


Рисунок 5.4 – Перевірка осі обертання труби

Якщо точки  $A_1$  і  $A_2$  сумістяться, то умову виконано. У другому

випадку горизонтальна вісь обертання труби не перпендикулярна до осі обертання інструмента. Ця помилка зумовлюється нерівністю колонок, на яких розміщена труба. У сучасних теодолітах підставки не мають виправних гвинтів. Цей недолік не виправляється.

Одна з ниток сітки повинна бути горизонтальною, а друга – вертикальною.

Завод гарантує, що нитки сітки – взаємно перпендикулярні. Тому достатньо перевірити горизонтальну або вертикальну нитку сітки.

Щоб перевірити цю умову, наводять центр сітки ниток на яку-небудь точку і плавно обертають алідаду навколо вертикальної осі, спостерігаючи за положенням точки. Якщо при переміщенні алідади зображення точки не сходять з горизонтальної нитки, то умову виконано. Інакше виправляють положення сітки ниток шляхом її повороту.

Після цієї перевірки необхідно повторити перевірку перпендикулярності візирної осі до горизонтальної осі теодоліта.

Перевірка «місця нуля» (МО). Повірка призначена в основному при вимірюванні теодолітом вертикальних кутів ( $\nu$ ). Тому детально про виконання і виправлення МО буде розглянуто в розділі «Вимірювання вертикальних кутів».

## 5.5 Вимірювання горизонтальних кутів

Після повірки й юстировки теодоліта розпочинають вимірювання горизонтальних кутів у такій послідовності:

- установка теодоліта в робоче положення (центрування, приведення вертикальної осі в прямовисне положення; установка труби для візування);

- вимірювання горизонтальних кутів (напрямів);

- обробка журналу спостережень і контроль вимірювання.

Існують такі способи вимірювання кутів: прийомів, кругових прийомів, комбінацій і повторень.

**Спосіб прийомів.** Для вимірювання кута ABC (рис. 5.5) теодоліт установлюють і центрують над вершиною кута B і, закріпивши лімб та обертаючи алідаду, наводять трубу на праву точку C. Після закріплення алідади беруть відлік  $a_1$  на горизонтальному крузі. Відкріпивши алідаду,

наводять трубу на ліву точку А. При закріпленій алідаді роблять відлік  $b_1$ . Величина виміряного кута

$$\beta' = a_1 - b_1$$

Ці дії становлять пів прийом.

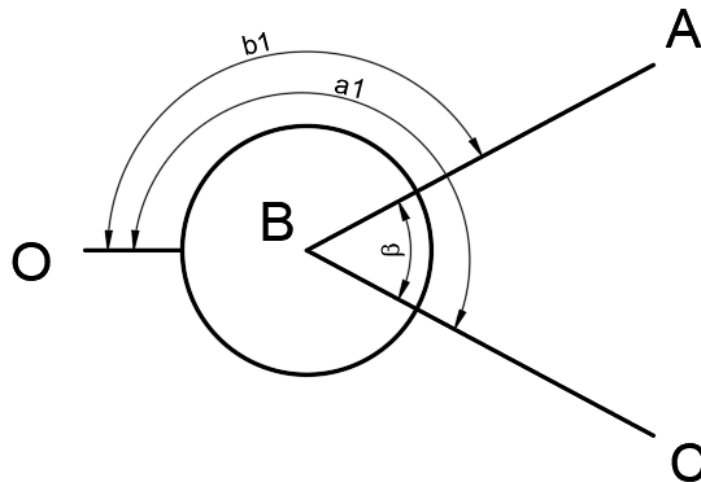


Рисунок 5.5 – Вимірювання кута способом прийомів

Щоб збільшити точність і перевірити правильність вимірювання кута, виконують другий пів прийом. При цьому, по-перше, для зменшення впливу не достатньо точної юстировки теодоліта (трубу переводять через зеніт) і, по-друге, щоб зменшити похибку поділок, кут вимірюють на іншому місці лімба. Після цього повторюють вимірювання кута аналогічно першому пів прийому і беруть відліки на точку  $C - a_2$  і точку  $A - b_2$ , за якими знаходять кут

$$\beta'' = a_2 - b_2$$

Якщо різниця  $\beta' - \beta'' \leq 2t$  – ( $t$  – точність відліку), то обчислюють середню величину кута  $\beta = \frac{(\beta' + \beta'')}{2}$ ; інакше кут вимірюють знову.

Вимірювання кута двома пів прийомами становить прийом. Способом кругових прийомів користуються тоді, коли з однієї вершини необхідно виміряти декілька горизонтальний кутів (рис. 5.6).

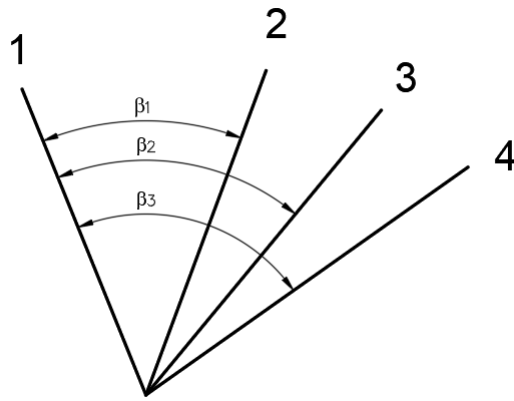


Рисунок 5.6 – Вимірювання кутів способом кругових прийомів

Установлюють теодоліт над вершиною  $O$  і, закріпивши лімб, візують послідовно на всі напрямки за годинниковою стрілкою та беруть відліки  $a_1; a_2; a_3; a_4$ .

Кінцеве наведення виконують на початковий напрямок, щоб переконатися в нерухомості лімба. Потім обчислюють величини кутів  $\beta_1 = a_2 - a_1; \beta_2 = a_3 - a_1; \beta_3 = a_4 - a_1$ .

Під час другого пів прийому переводять трубу через zenit і повторюють вимірювання.

**Спосіб комбінацій.** Вимірюють всі кути незалежно один від одного. Якщо на станції  $n$  напрямів, то кількість вимірних кутів буде дорівнювати  $n(n-1)/2$ . Наприклад, для чотирьох напрямів кількість кутів дорівнює шести.

**Спосіб повторень.** Щоб зменшити помилку відліку, горизонтальні кути вимірюють способом повторень, який схематично можна уявити так: при колі право (КП) наводять трубу на ліву точку, виконують відлік, потім послідовно набирають на лімбі кілька разів вимірюваний кут, наводять трубу на праву точку і знову виконують відлік, обчислюють різницю відліків і, поділивши її на число відкладень кута (число повторень), визначають кут. Потім кут вимірюють при колі ліво (КЛ) і обчислюють середнє значення кутів, утворених при КП і КЛ.

Помилки під час вимірювання кутів залежать від помилок відлічування на лімбі, наведення на точку, центрування інструмента над вершиною кута, не достатньо точних юстировок і приведення в робоче положення, а також впливу навколишнього середовища.

Помилки відлічування за штриховим мікроскопом визначають формулою  $m_0 = 0,3 * t$  ( $t$  – ціна поділки).

Помилка за центруванням

$$m_x = \left(\frac{\rho}{d}\right) * m_e$$

де  $m_e$  – помилка установки теодоліта над вершиною кута;

$d$  – відстань.

Помилка наведення на точку – помилка встановлення візирного сигналу та власне наведення – приблизно дорівнює  $m_x$ .

$$\text{Помилка візування } m_v = 60''/v$$

Обчислюємо середню квадратичну помилку визначення одного напрямку:

$$m_u = \sqrt{m_0^2 + m_c^2 + m_x^2 + m_v^2}$$

Горизонтальний кут обчислюють як різницю двох напрямків. Тому середня квадратична помилка кута, виміряного одним пів прийомом:

$$m_{\beta'}^2 = m_{a_1}^2 + m_{a_2}^2$$

За кінцевий результат виміряного кута приймають середнє значення  $\beta = (\beta' + \beta'')/2$ . Тому середня квадратична помилка:

$$m_{\beta}^2 = \frac{1}{4} (m_{\beta'}^2 + m_{\beta''}^2)$$

Якщо припустити  $m_{a_1} = m_{a_2} = m_a$  і  $m_{\beta_1} = m_{\beta_2} = m_a \sqrt{2}$ , то

$$m_{\beta} = \frac{m_a \sqrt{2}}{\sqrt{2}} = m_a$$

Наприклад, для теодоліта Т30



$$m_v = 3'', m_o = 18'', m_x = 14''$$

$$m_a = \sqrt{3^2 + 18^2 + 14^2} = 30'', \text{ тобто } m_\beta = 0,5'$$

$$\text{а } \Delta_\beta = 3 * 0,5' = \pm 1,5'$$

## 5.6 Вимірювання вертикальних кутів

Вертикальні кути (кути нахилу) вимірюють за допомогою вертикального кола, яке в технічних теодолітах поділено повністю з оцифруванням від  $0^\circ$  до  $360^\circ$ .

Діаметр  $0-180^\circ$  розміщується паралельно візирній осі труби, разом з якою він повертається. Для зручності обчислення вертикальних кутів необхідно, щоб візирна вісь зорової труби і вісь рівня на алідаді були горизонтальними, нульові поділки на алідаді співпадали з нульовими поділками вертикального кола.

Відлік на вертикальному крузі, коли візирна вісь труби горизонтальна і бульбашка рівня на алідаді знаходиться в нуль-пункті, називають місцем нуля (далі – МО) вертикального круга теодоліта.

Для вимірювання вертикального кута приводять теодоліт у робоче положення, візують на потрібну точку і виконують відлік на вертикальному крузі (далі – КП), потім переводять трубу через зеніт, візують на точку і виконують відлік при другому положенні вертикального кола (КЛ), і обчислюють кут нахилу

$$v = \frac{\text{КП} - \text{КЛ} \pm 180^\circ}{2} \quad (5.2)$$

Якщо відоме значення МО, то

$$v = \text{КП} - \text{МО} = \text{МО} - \text{КЛ} \quad (5.3)$$

Величину МО обчислюють за формулою:

$$\text{МО} = \frac{\text{КП} + \text{КЛ} \pm 180^\circ}{2} \quad (5.4)$$

Обчислення  $v$  при вимірюванні оптичними теодолітами виконують

за формулою:

$$\nu = \frac{\text{КЛ} - \text{КП} \pm 180^\circ}{2} = \text{МО} - \text{КП} = \text{КЛ} - \text{МО} \quad (5.5)$$

Для зручності обчислення кутів МО має бути близьким до нуля.

Щоб виконати цю умову, декілька разів визначають величину МО шляхом наведення горизонтальної нитки сітки зорової труби на ряд точок за двох положень вертикального круга. Якщо величина МО, обчислена за формулою (5.4), буде перевищувати подвійну точність відлікового обладнання, його необхідно зменшити.

В оптичних теодолітах, наприклад ТЗ0, виправлення МО виконують переміщенням по вертикалі оправи сітки ниток. Для цього візують на ту саму точку за двох положень кола і виконують відліки на вертикальному колі. Потім за формулою (5.3) обчислюють кут нахилу й установлюють його на вертикальному колі, після чого відпускають один з бокових гвинтів сітки ниток, суміщають горизонтальну нитку сітки із зображенням спостережуваної точки. Після закріплення оправи сітки ниток перевірку повторюють.

Для вимірювання кутів нахилу теодолітом ТЗ0 перед відліками на вертикальному колі необхідно за допомогою піднімальних гвинтів привести в середину ампули бульбашку рівня алідаді горизонтального круга.

## 6 ЛІНІЙНІ ВИМІРЮВАННЯ

### 6.1 Загальні відомості про вимірювання ліній

Одиницею лінійних вимірювань є метр, який дорівнює 1650763,73 довжині хвилі, що випромінює у вакуумі атом криптона-86.

Довжини ліній визначають двома методами: безпосередньо і посередньо.

За безпосереднього вимірювання лінією порівнюють з одиницею вимірювання або мірним приладом, що містить якесь число одиниць, – сталеною мірною стрічкою, мірним дротом, рулеткою, жезлом.

Посереднє визначення довжини ліній засноване на використанні геометричних або фізичних залежностей між довжиною визначуваної лінії та розмірами вимірюваних величин (кутів, фізичних величин, базисів та ін).

Для безпосереднього вимірювання відстаней у геодезичному виробництві вимірювальні прилади поділяють на кінцеві, довжина яких вміщена між кінцями приладу; штрихові, довжина яких вміщена між штрихами; шкалові, довжина яких вміщена між нулями шкал на початку і в кінці приладу.

Під час геодезичних робіт для вимірювання широко використовують сталеву 20-метрову штрихову стрічку-рулетку: для точних робіт – шкалову стрічку, а особливо точних – дроти, виготовлені з інвару – сплаву нікелю і заліза, який має малий коефіцієнт лінійного розширення. Жезли використовують при компаруванні, тобто для порівняння робочих мірних приладів з наперед відомою мірою-еталоном. Згідно з ГОСТ 7502-80 землемірні стрічки виготовляють довжиною 20/ЛЗ-20/, 30 (ЛЗ-30) і 50 (ЛЗ-50) м.

Землемірні стрічки виготовляють із сталеної полоси, на кінцях якої прикріплені ручки. Метрові поділки на стрічках ЛЗ-20 і ЛЗ-50 позначені пластинами з вибитими на них порядковими номерами, півметрові поділки помічені круглими заклепками, а дециметрові – отворами.

Комплект мірної стрічки складається зі стрічки, кільця і шпильок для фіксації її кінців під час вимірювання.

У будівництві для вимірювання довжини лінії на місцевості і конструкціях споруд використовують металеві рулетки. Промисловість виготовляє металеві рулетки на хрестовині довжиною 50, 75 і 100 м з

ціною поділок 1 мм на першому дециметрі і 10 мм – на решті стрічки. Для натягування стрічки з нормативною силою ( $p = 10 \text{ кг}$ ) застосовують пружинні динамометри.

Для виконання обмірів і інших видів робіт використовують також тасьмові рулетки.

## 6.2 Вимірювання довжини лінії землемірною стрічкою

Перед початком робіт виконують рекогносцировку, тобто здійснюють попереднє знайомство з місцевістю, помічають на ній розміщення лінії, яку необхідно виміряти.

Вимірювання довжини лінії землемірною стрічкою виконують два міряльники в такій послідовності: той, що стоїть ззаду, прикладає нуль стрічки в початковій точці і закріплює стрічку шпилькою. Міряльник, що знаходиться попереду, держить стрічку у витягнутій руці так, щоб не закрити створ лінії. За вказівкою другого міряльника він вкладає стрічку в створ, струшує її, натягає «від руки» і у виріз на передньому кінці стрічки ставить вертикально шпильку.

Підійшовши до передньої точки, цей міряльник вводить шпильку у виріз стрічки, а той, що знаходиться попереду, перетягує її по створу лінії і т. д. Після того як у нього вийдуть усі шпильки, другий міряльник передає всі 5 або 10 шпильок першому і вони продовжують вимірювання.

Для контролю і збільшення точності лінію вимірюють двічі; за допустимої різниці результатів обчислюють середнє значення лінії. Кути нахилу ліній або їхніх частин визначають за допомогою теодоліта або екліметра – приладу, що складається з кола, поділеного на градуси, і візирної трубки, скріпленої з колом. Коло вільно обертається навколо осі, закріпленої на візирній трубці. До кола прикріплено тягарець, під дією якого нульовий діаметр круга встановлюється в горизонтальне положення. Кут нахилу візирної трубки при наведенні на предмет можна прочитати на колі.

Під час обчислення довжини лінії в результаті вимірювань вводять поправки на компарування  $D_k$ , на температуру та приведення її до горизонтальної поверхні  $D_v$ .

Остаточну довжину горизонтальної проєкції виміряної лінії обчислюють за формулою:

$$d = D + D_k + D_t + D_v \quad (6.1)$$

Точність вимірювання ліній залежить від характеру місцевості: якщо місцевість рівна, земля суха, то відносна помилка вимірювання 1/3 000, для звичайних умов вимірювання 1/2 000; для несприятливих (рілля, купини, болото, чагарник) – 1/1 000.

На типових об'єктах будівництва точність лінійних вимірювань залежить від характеристики споруд і виду конструкцій: для земляних робіт – 1/1 000, для будинків до 5 поверхів – 1/2 000, від 5 до 16 поверхів – 1/5 000, вище 16 поверхів – 1/10 000.

### 6.3 Посередні визначення довжин ліній

До посередніх вимірювань відстаней відносять вимірювання довжин далекомірами та паралактичним способом.

Принцип вимірювання довжин ліній оптичними далекомірами засновано на обчисленні прямокутного трикутника (рис. 6.1), у якому за малим паралактичним кутом і протилежною стороною  $b$  (базисом) визначають відстань:

$$D = b * ctg\beta \quad (6.2)$$

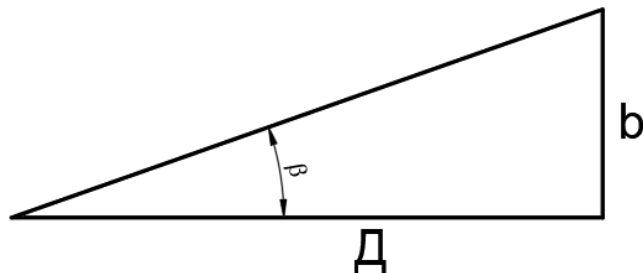


Рисунок 6.1 – Паралактичний трикутник

Найрозповсюдженішим оптичним далекоміром є нитяний далекомір з постійним паралактичним кутом і перемінним базисом (рис. 6.2). Він складається з двох горизонтальних ниток, паралельних середній нитці сітки труби теодоліта або нівеліра. У комплект далекоміра входять вертикальна рейка із сантиметровими поділками. Для вимірювання ліній на одному її кінці установлюють прилад, на другому – рейку. Якщо візирна

вісь труби I – горизонтальна, то промені від далекомірних ниток  $a$  і  $b$  будуть проходити через об'єктив 2 і передній фокус  $F$  і пересікати рейку в точках  $A$  і  $B$ . Із подібності трикутників  $AFB$  і  $a'Fb'$  витікає, що  $D'/n = t/p$ ,

звідки

$$D' = (t/p) * n \quad (6.3)$$

де  $t$  – фокусна відстань об'єктива;

$p$  – відстань між далекомірними нитками.

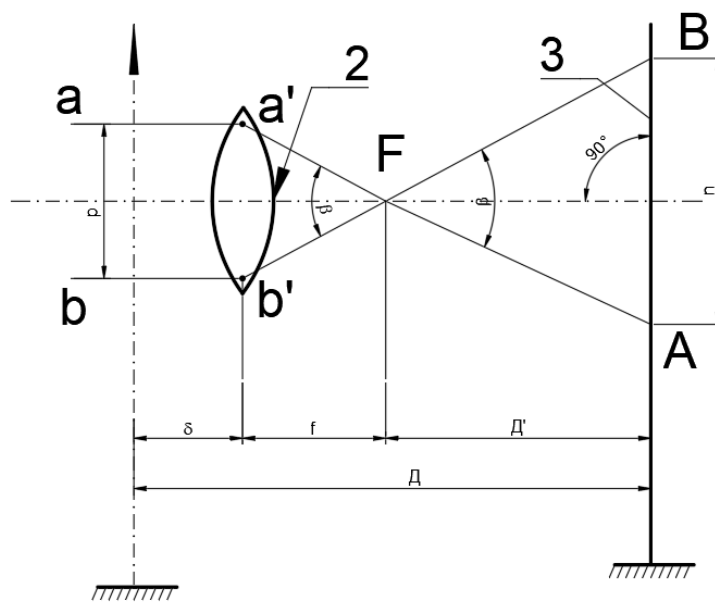


Рисунок 6.2 – Нитяний далекомір

Відношення  $t/p = K$  для цього приладу постійне і його називають коефіцієнтом далекоміра. Згідно з рисунком 6.2:

$$D = D' + f + \delta \quad (6.4)$$

де  $\delta$  – відстань між від об'єктива до осі обертання труби.

Величину  $f + \delta = c$  називають постійним далекоміра. Для

визначення пошукової відстані маємо:

$$D = K * n + c \quad (6.5)$$

У сучасних приладах  $c$  – невелика, і її не обраховують, а формулі

(6.5) надають вигляду:

$$D = K * n \quad (6.6)$$

Зазвичай за  $f = 200$  мм і  $p = 2$  мм,  $K = 100$ , що спрощує обчислення відстаней. Якщо поділки рейки сантиметрові, то далекомірний відлік по рейці і сантиметрах виразить відстань у метрах.

Загальний принцип вимірювання довжин ліній світлодалекомірами засновано на визначенні часу, протягом якого світлові хвилі проходять відрізок у прямому і зворотному напрямках. Для цього на одній із кінцевих точок відрізка встановлюють приймально-передавальний пристрій, на другий відбивач. Світлові хвилі посилаються передавачем на відбивач, який також направляє їх на приймач. Якщо позначити швидкість розповсюдження світлових хвиль через  $V$ , а час їхнього проходження від випромінювача до приймача через  $\tau$ , то довжина лінії  $D = \frac{V\tau}{2}$ . Швидкість розповсюдження світлових хвиль у вакуумі відома і

дорівнює  $299\,792\,456$  м/с. Швидкість світлових хвиль у повітрі обчислюють за формулою:

$$V = V_0/n$$

де  $n$  – показник переломлення повітря.

Час  $\tau$  проходження світлових хвиль від випромінювача через відбивач до випромінювача вимірюють безпосереднім або посереднім методами. Залежно від цього розрізняють імпульсні і фазові далекоміри.

Імпульсні далекоміри мають випромінювач, який є генератором коливань із пристроєм для створення імпульсів. Приймач складається з чутливих елементів і пристрою, що перетворює поступальний сигнал до вигляду, зручного для вимірювання.

Фазовий далекомір засновано на визначенні часу  $\tau$  шляхом вимірювання різниці фаз незгасаючих коливань у декількох діапазонах частот.

Паралактичний спосіб передбачає визначення довжин лінії АВ (рис. 6.3). У точці В перпендикулярно до визначеної лінії відкладають базис  $b$  і вимірюють паралактичний кут  $\beta$ . Згідно з рисунком 6.3

$$D = \frac{b}{2} * \frac{\sin(\varphi + \frac{\beta}{2})}{\sin \frac{\beta}{2}} \quad (6.7)$$

Зазвичай кут  $\varphi$  в паралактичній ланці приблизно дорівнює  $90^\circ$ , тоді

$$D = \frac{b}{2} * ctg \frac{\beta}{2} \quad (6.8)$$

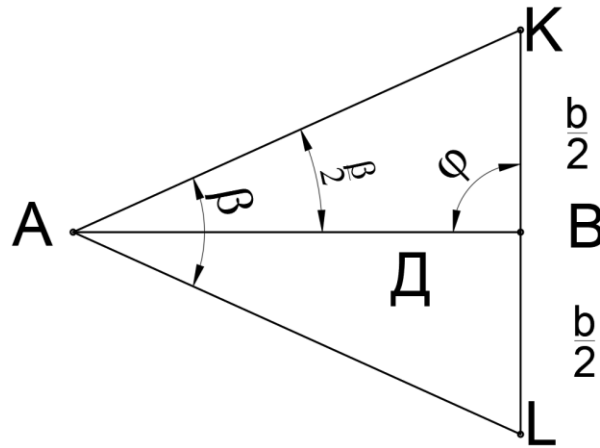


Рисунок 6.3 – Паралактична ланка

Довжину недоступної відстані обчислюють за формулою:

$$D = a * \frac{\sin \beta_1}{\sin \beta_3} = b * \frac{\sin \beta_5}{\sin \beta_6} \quad (6.9)$$

де  $\beta_1, \beta_2, \beta_4, \beta_5$  – кути виміряні теодолітом;

$\beta_3$  – дорівнює  $180^\circ - (\beta_1 + \beta_2)$ ;

$\beta_6$  – дорівнює  $180^\circ - (\beta_4 + \beta_5)$ .

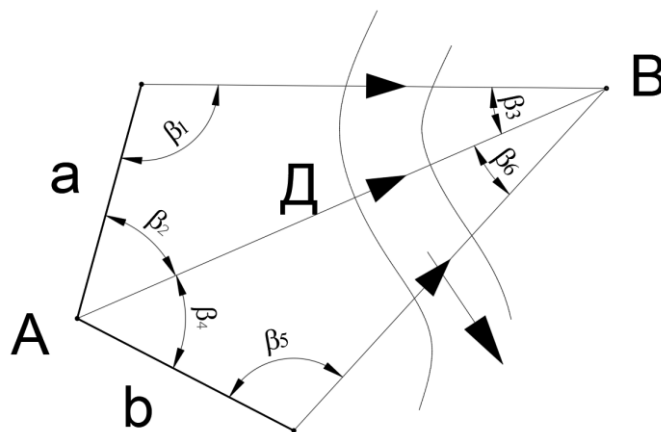


Рисунок 6.4 – Визначення недоступної відстані

Одним із прикладів застосування паралактичного способу є визначення недоступної відстані (рис.6.4).



## **7 НІВЕЛЮВАННЯ**

### **7.1 Суть і методи нівелювання**

Для складання топографічних планів і карт, а також проектування і винесення на натуру інженерних споруд необхідно знати висоти точок місцевості. Для цього на місцевості виконують комплекс геодезичних робіт, який називають нівелюванням, тобто визначенням перевищень між окремими точками земної поверхні з наступним обчисленням їхніх висот.

Розрізняють такі методи нівелювання: геометричний, тригонометричний, фізичний, механічний, фотограмметричний.

Геометричне нівелювання виконують горизонтальним променем візування. Для цього використовують нівелір і рейку.

Тригонометричне нівелювання виконують похилим променем. Вимірявши кут нахилу лінії і відстань між точками, перевищення обчислюють за тригонометричними формулами.

Фізичних способів нівелювання декілька: барометричне, гідростатичне, радіо і звукове.

Барометричне засноване на тому, що із зміною висоти точок над рівнинною поверхнею змінюється атмосферний тиск. Вимірюючи тиск барометрами, анероїдами та іншими приладами, одержують дані для обчислення висот точок.

Гідростатичне нівелювання засноване на властивості рідин займати в сполучених посудинах однакову висоту.

Механічне виконують нівелірами – автоматами, будова яких заснована на дії виска. До рами велосипеда або автомобіля підвішено маятник. Системою передач маятник зв'язано з олівцем, який на міліметровому папері накреслює профіль пройденого шляху.

Фотограмметричне нівелювання застосовують при наземній і аерофотозйомці.

В інженерній практиці будівельника найпоширеніше геометричне, тригонометричне та гідростатичне нівелювання.

### **7.2 Геометричне нівелювання**

Геометричне нівелювання виконується інструментом, який називається «нівелір». Схема будови нівеліра детально буде розглянута в методичних рекомендаціях з лабораторних робіт.

Геометричне нівелювання здійснюють двома способами: вперед і з середини.

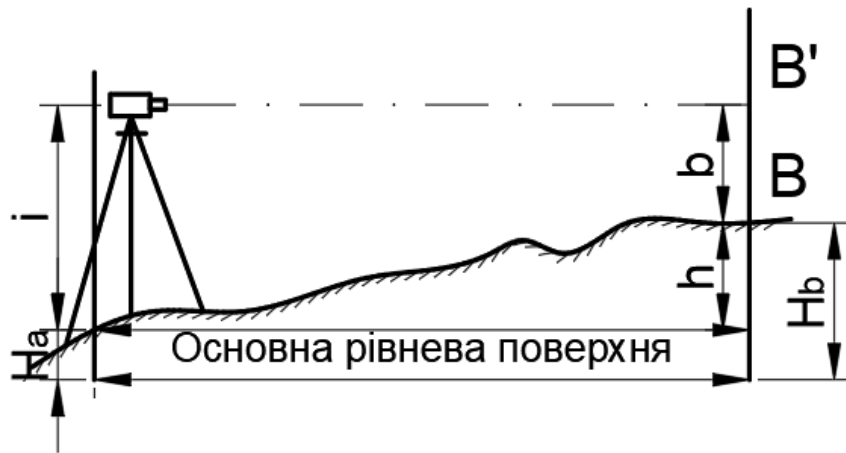


Рисунок 7.1 – Геометричне нівелювання вперед

При нівелюванні вперед (рис. 7.1) для визначення перевищення  $h$  точки В над точкою А нівелір установлюють окуляром над точкою А і вимірюють висоту візирної осі  $i$ ; на точку В установлюють рейку. Направляють трубу нівеліра на рейку і, привівши візирну вісь у горизонтальне положення, визначають на рейці відрізок  $b$  між точкою В і візирним променем труби. Згідно з рисунком

$$h = i - b \quad (7.1)$$

а висота точки В над рівневою поверхнею

$$H_B = H_A + h \quad (7.2)$$

Перевищення вважають додатним, якщо місцевість під час руху вперед підвищується.

При нівелюванні з середини (рис. 7.2) на точки А і В ставлять рейки, а посередині між ними – нівелір. Після встановлення нівеліра в робоче положення трубу направляють на рейку, яка стоїть на задній точці А; візирну вісь приводять у горизонтальне положення і виконують відлік  $a$ . Повертають трубу на точку В, приводять візирну вісь у горизонтальне положення і виконують відлік  $b$ . Згідно з рисунком  $h = a - b$ .

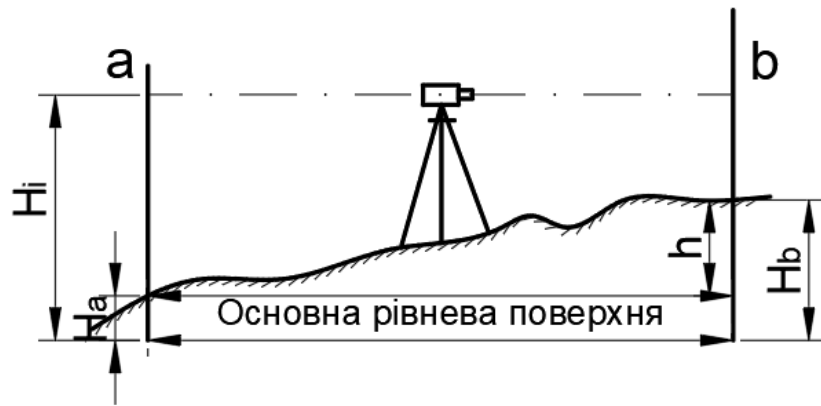


Рисунок 7.2 – Геометричне нівелювання з середини

$$H_B = H_A + h \quad (7.3)$$

Висоту точки В можна також визначити за допомогою горизонту приладу, тобто висоти  $H_i$  його візирної осі:

$$H_i = H_A + a \quad (7.4)$$

$$H_B = H_i - b \quad (7.5)$$

Цей спосіб зручно застосовувати тоді, коли з однієї установки нівеліра (станції) беруть відліки на декілька точок.

Якщо перевищення між двома точками визначають з однієї установки нівеліра, таке нівелювання називають простим. Якщо ж перевищення між двома точками визначають більш як з однієї станції, таке нівелювання називають складним (послідовним). Для цього нівелірну лінію розділяють на частини і виконують послідовне нівелювання на станціях  $g_1, g_2, \dots, g_n$  (рис. 7.3).

Спочатку на станції  $g_1$  визначають перевищення  $h_1 = a_1 - b_1$ , потім переносять приклад на станцію  $g_2$  і задню рейку з точки А в точку  $C_2$ , за відліками на рейках знаходять  $h_2 = a_2 - b_2$ . Переставляючи послідовно нівелір і рейку і беручи відліки на рейках впритул до кінцевої точки В, утворюють нівелірний хід, у якому через точки  $C_1, C_2, \dots, C_n$  послідовно передають висоти; ці точки називають зв'язувальними.



Рисунок 7.3 – Послідовно геометричне нівелювання

Загальне перевищення  $h$  між точками А і В буде дорівнювати алгебраїчній сумі окремих перевищень

$$h = h_1 + h_2 + \dots + h_n = \sum_i^n h_i \quad (7.6)$$

Висота точки В буде обчислена за формулою:

$$H_B = H_A + h = H_A + \sum_i^n h_i \quad (7.7)$$

Залежно від точності визначення висот і методики виконання вимірювань розрізняють:

1. Державне нівелювання, яке є висотною основою топографічних зйомок на території всієї держави. За точністю державне нівелювання ділиться на I, II, III і IV класи.

2. Технічне нівелювання, призначене для створення висотного зйомочного обґрунтування і використання під час проєктування і будівництва інженерних споруд.

Нівелірні ходи закріплюють на місцевості постійними і тимчасовими знаками – реперами, які бувають стінні і ґрунтові. Стінні реperi відливають із чавуну і закладають у цоколях кам'яних будівель, зведених не менше ніж за три – чотири роки до закладки знака. На незабудованих територіях застосовують ґрунтові реperi, які закладають так, щоб їхня нижня частина розміщувалась нижче границі промерзання ґрунту. Репер складається із залізобетонного пілона і бетонного якоря. На відстані 1 м від репера встановлюють пізнавальний знак з охоронною плитою. Як тимчасові реperi можуть бути використані залізобетонні і дерев'яні стовпи, металеві труби, а також костилі, що забивають у стіни будівель.

На точність визначення перевищень геометричним, а також і

тригонометричним методами впливає кривизна Землі і рефракція.

Загальна поправка на кривизну Землі і рефракцію

$$f = 0.43 \frac{d^2}{R} \quad (7.8)$$

де  $R$  – радіус Землі;

$d$  – відстань від нівеліра до рейки. Цю поправку завжди додають до перевищення.

Оскільки помилка внаслідок рефракції збільшується перед заходом і зразу після сходу сонця, а також внаслідок великих і стрибкоподібних коливань температури, точного нівелювання у цей час не виконують, а за технічного нівелювання обмежують відстань від нівеліра до рейок.

Середня квадратична помилка визначення перевищення  $h$ , обчисленого за формулою  $h = a - b$ , має вигляд:

$$m_n = \sqrt{m_a^2 + m_b^2}$$

де  $m_a, m_b$  – середні квадратичні помилки відліків на рейках. Покладаючи  $m_a = m_b = m_0$ , маємо:

$$m_n = m_0 \sqrt{2}$$

Середня квадратична помилка відліку  $m_0$  залежить від помилок установки осі циліндричного рівня в горизонтальне положення, округлення відліків на рейці, неповного дотримання головної умови, нанесення поділок на рейку. Сумісна дія цих помилок, як показують обчислення, приводить до того що,  $m_0 = 2\text{мм}$  (для нівеліра Н-10). Тоді

$$m_h = 2\sqrt{2} = 3 \text{ мм}$$

Гранична помилка  $\Delta_h$  визначення перевищення на станції

$$\Delta_h = 3 * m_h = 3 * 3 = 9 \text{ мм}$$

У нормативних документах для технічного нівелювання  $\Delta_h = 10\text{мм}$ .

Виходячи з цього формула

$$f_n = \pm 10 \text{ мм} \sqrt{n}$$

може бути використана для визначення граничної нев'язки у перевищеннях для нівелірного ходу з  $n$  станцій.

### 7.3 Повірки нівелірів

#### *Повірка нівеліра Н-3*

Вісь круглого рівня має бути паралельною осі обертання нівеліра (повірка круглого рівня). Піднімальними гвинтами бульбашку круглого рівня приводять у центр кружка на коробці рівня. Трубку нівеліра повертають на  $180^\circ$  навколо вертикальної осі. Якщо бульбашка залишиться у центрі кружка, то умову виконано. Інакше виправними гвинтами рівня бульбашку повертають до центра на половину відхилення і повірку повторюють.

Вертикальна нитка сітки повинна бути паралельною осі нівеліра (повірка правильності установки сітки ниток). Наводять центр сітки ниток труби на шнур виска, підвішеного на відстані 20–30 м від нівеліра. Якщо вертикальна нитка сітки співпадає з шнуром – умову виконано. Інакше, ослабляють гвинти, які скріплюють сітку з корпусом труби, і повертають сітку в необхідний бік.

Візирна вісь труби має бути паралельною осі циліндричного рівня (повірка головної геометричної умови). Виконується подвійним нівелюванням лінії довжиною 50–70 м. Установлюють нівелір у точці А так, щоб окуляр знаходився над точкою (рис. 7.4), приводять у нуль-пункт бульбашку круглого рівня і вимірюють висоту приладу  $i$ . Наводять трубу на рейку в точці В і беруть по ній відлік. Якщо умова не виконана, то замість правильного відліку  $B_0$  буде взято відлік  $B_1$ , який має похибку  $x$ . Згідно з рисунком

$$|h| = i_1 - b_0 = i_1 - b_1 + x \quad (7.9)$$

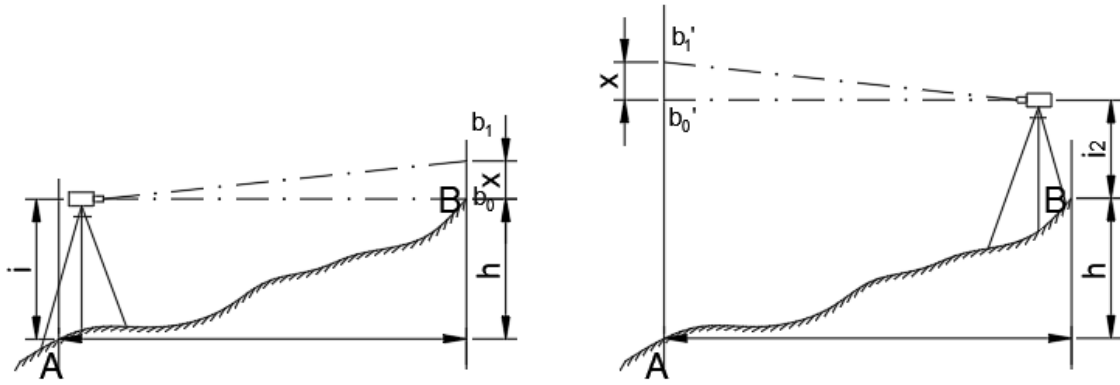


Рисунок 7.4 – Повірка головної геометричної умови

міняють місцями нівелір і рейку, установлюють прилад відносно круглого рівня, вимірюють його висоту  $i_2$  і беруть відлік  $b_2$  на рейці. Внаслідок того, що довжина АВ постійна, відлік  $b_2$  буде мати похибку величиною  $x$ , а тому

$$|h| = b'_0 - i_2 = b_2 - x - i_2 \quad (7.10)$$

Після обчислення рівнянь (7.9) і (7.10) відносно  $x$  знаходять

$$x = \frac{b_1 + b_2}{2} - \frac{i_1 + i_2}{2}. \quad (7.11)$$

Помилка  $x$  не повинна перевищувати 4 мм. Якщо вона більша 4 мм, то елевацийним гвинтом наводять середню нитку сітки на відлік на рейці:

$$b'_0 = b_2 - x$$

Вертикальними виправними гвинтами циліндричного рівня суміщають відображення кінців його бульбашки.

Головна умова під час повірки нівелірів із компенсатором (Н-3К та інші) полягає в тому, що лінія візування має бути горизонтальною за нахилів осі приладу в межах обчисленого кута компенсування.

Ця повірка виконується так само, як і для нівеліра Н-3. Якщо установлено, що  $|x| > 4$  мм, то юстировку виконують переміщенням сітки ниток виправними гвинтами так, щоб горизонтально нитка сітки була встановлена на правильний відлік  $b'_0$ .

## 7.4 Тригонометричне нівелювання

Якщо потрібно визначити перевищення  $h$  між точками А і В лінії місцевості (рис. 7.5), то встановлюють в точці А нівелір, наводять на верх рейки, поставленої у точці В, і вимірюють вертикальний кут  $\nu$ . За відомою довжиною рейки, виміряною горизонтальною відстанню  $d$ , і за висотою приладу  $i$  можна визначити:

$$h + l = h' + i, \text{ або } h = h' + i - l_1$$

але  $h' = d * \operatorname{tg} \nu$ , тоді

$$h = d \operatorname{tg} \nu + i - l \quad (7.12)$$

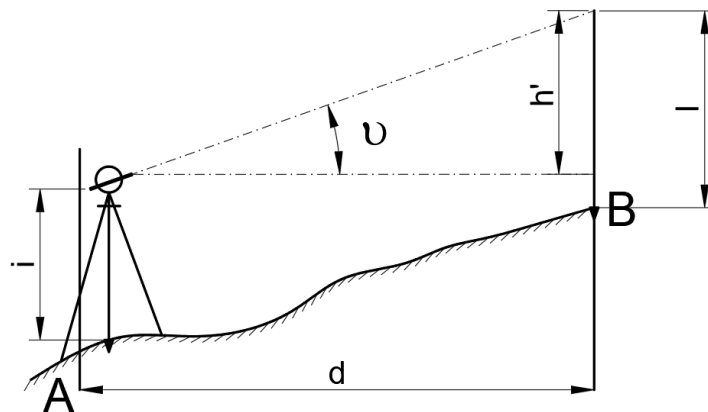


Рисунок 7.5 – Тригонометричне нівелювання

Вираз (7.12) називають повною формулою тригонометричного нівелювання. Якщо  $i = l$ , то знаходимо скорочену формулу

тригонометричного нівелювання

$$h = d \operatorname{tg} \nu \quad (7.13)$$

Відомо, що горизонтальна проєкція  $d$  похилої відстані, виміряної нитями далекоміра

$$d = (K * n + c) \cos^2 \nu$$

Підставляючи це значення у формули (7.12) і (7.13), одержимо



$$h = \frac{1}{2}(K * n + c) \sin 2v + i - l \quad (7.14)$$

$$h = \frac{1}{2}(K * n + c) \sin 2v \quad (7.15)$$

На точність визначення перевищень тригонометричним нівелюванням впливають помилки вимірювань  $D$  і  $v$ .

Середню квадратичну похибку  $m_h$  обчислюють за формулою:

$$m_h^2 = \left(\frac{1}{2} \sin 2v\right)^2 m_D^2 + (D * \cos 2v)^2 * \frac{m_v^2}{\rho^2} \quad (7.16)$$

Якщо прийняти середню квадратичну похибку вимірювання кута  $m_v = 30''$ , і  $\frac{m_D}{D} = 1/300$  для  $D = 100$  м, і  $v = 3^\circ$ , то за формулою (7.16)

знайдемо  $m_h = 2,2$  см, а гранична похибка  $\Delta h = 2m_h = 4,4$  см.

Гранична висотна нев'язка в ході (у метрах), який прокладено способом тригонометричного нівелювання,

$$t_h = 0.04 * S\sqrt{n} \quad (7.17)$$

де  $S$  – середня довжина сторони ходу, яка виражена в сотнях метрів;

$n$  – число сторін ходу.

## 7.5 Технічне нівелювання

Хід технічного нівелювання починають з передачі висоти репера державного нівелювання на початковий пункт. Ця операція називається прив'язкою ходу до репера і виконується в такій послідовності:

1. Установлюють нівелір посередині між репером і початковим пунктом ходу і за допомогою круглого рівня приводять вісь нівеліра в прямовисне положення.

2. Наводять трубу на чорну сторону поставленої на репері задньої рейки і беруть відлік по середній нитці сітки.

3. Візують на передню рейку, яка поставлена на кілок або костиль початкового пункту нівелірного ходу, і беруть відліки по чорній і червоній

сторонам рейки.

4. Наводять трубу на задню рейку і беруть кінцевий відлік по її червоній стороні.

Всі відліки записують у журнал, у якому обчислюють перевищення на кожній станції, одержані як різниця відліків по чорним і червоним сторонам рейок. Якщо значення різняться між собою не більше ніж на 5 мм, то за остаточний результат приймають середнє арифметичне з них. Потім задню рейку знімають з репера і переносять на другий пункт нівелірного ходу. Нормальна відстань між рейками, яка передбачена діючою інструкцією, складає 120 м.

Нерівність відстаней від нівеліра до рейок повинна бути не більше 10 м.

Робота із прокладання ходу технічного нівелювання закінчується його прив'язкою до репера з відомою висотою  $H_B$ . Сума перевищень повинна бути рівною різниці висот кінцевого  $H_B$  і почтового  $H_A$  реперів.

Нев'язка в перевищеннях обчислюється за формулою:

$$f_h = \sum h_n - (H_B - H_A) \quad (7.18)$$

де  $\sum f_n$  – практична сума перевищень у ході.

Для замкнутого нівелірного ходу:

$$f_h = \sum f_n \quad (7.19)$$

Граничну нев'язку обчислюють за формулами

$$f_h = 50 \text{ мм} \sqrt{\mathcal{L}} \quad (7.20)$$

$$f_h = 10 \text{ мм} \sqrt{n} \quad (7.21)$$

де  $\mathcal{L}$  – довжина ходу мм;

$n$  – число станцій в ході.

Якщо нев'язка допустима, її розподіляють із протилежним знаком між перевищеннями обчислюють висоти пунктів ходу.

## 7.6 Гідростатичне нівелювання

Гідростатичне нівелювання виконується гідростатичним нівеліром (гідронівеліром).

Гідронівелір складається з двох циліндричних скляних судин (стаканів) А і В, заповнених відповідною рідиною і з'єднані між собою гнучким шлангом С (рис. 7.6).

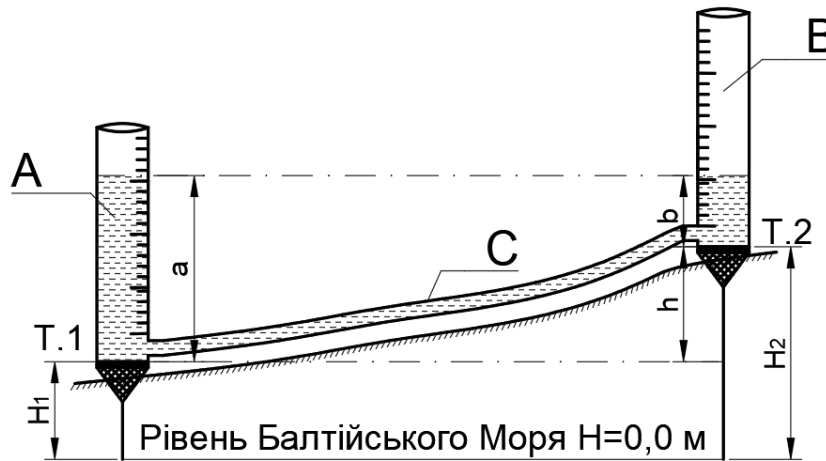


Рисунок 7.6 – Схема гідростатичного нівелювання

Встановлюють скляні судини в точках Т.1 і Т.2 і визначають відліки а і b до рівня рідини в судинах. Перевищення h визначають за формулою:

$$h = a - b$$

Тоді висота Т.2 буде визначена по формулі:

$$H_2 = H_1 + h$$

де  $H_1$  – відома початкова висота точки Т.1.

Точність визначення перевищень h, наприклад гідронівеліром НШТ-1 складає  $m_h = \pm 0,5$  мм. Рідина, яка заповнює гідронівелір, є медичним спиртом 96°. Для визначення перевищень із меншою точністю  $m_h = \pm 2/4$  мм використовують дистильовану воду.

Гідростатичне нівелювання переважно застосовують під час монтажу складного технологічного устаткування, а також у прецензійному моніторингу під час спостережень за деформаціями й осадками інженерних споруд.

## 8 ГЕОДЕЗИЧНІ МЕРЕЖІ. ДЕРЖАВНІ ГЕОДЕЗИЧНІ МЕРЕЖІ, МЕРЕЖІ ЗГУЩЕННЯ І ЗЙОМОЧНІ МЕРЕЖІ

### 8.1 Загальні відомості

Геодезичні роботи виконують за єдиним правилом – від загального до часткового, під постійним контролем на всіх етапах.

Передусім дають геодезичне обґрунтування або створюють опорну геодезичну мережу, під якою розуміють систему позначених на місцевості точок з обчисленими для них координатами. Опорні мережі бувають планові і висотні.

Головне завдання геодезії – визначення з високою точністю координат порівняно невеликої кількості спеціально закріплених на земній поверхні точок – геодезичних пунктів.

Геодезичний пункт складається з двох частин: геодезичного знака – будови, яка визначає положення геодезичного пункту на місцевості і забезпечує видимість між суміжними пунктами та центра – носія координат.

Сукупність геодезичних пунктів, положення яких визначено в єдиній для них системі координат, називають геодезичною мережею.

Геодезичну мережу створюють трьома основними способами: триангуляцією, трилатерацією, полігонометрією.

Триангуляція – мережа по можливості рівносторонніх трикутників на поверхні Землі, де вимірюють одну або дві сторони (базиси) і всі кути трикутників (рис. 8.1).

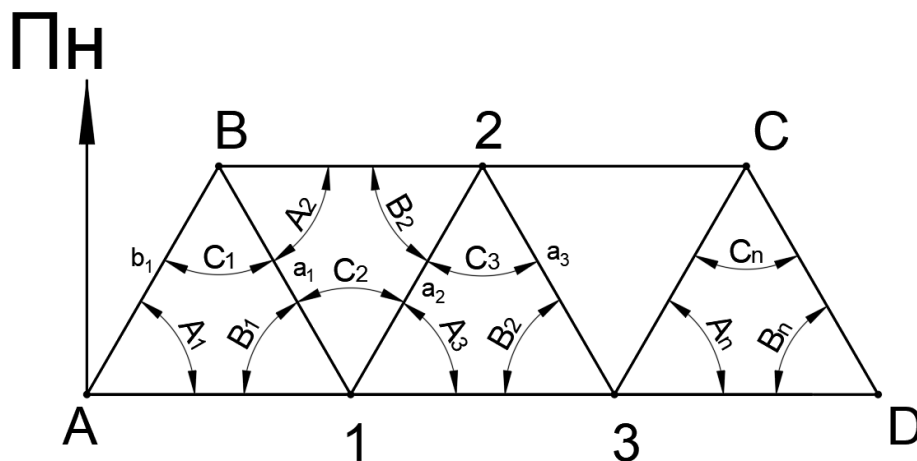


Рисунок 8.1 – Триангуляція

Мережі триангуляції будують за певними системами (ланцюг трикутників, центральна система та інші). В основі методу триангуляції лежать обчислення трикутників за теоремою синусів. Формула для обчислення будь-якої сторони трикутника має вигляд:

$$a_n = b_1 \frac{\sin A_1 * \sin A_2 * \dots * \sin A_n}{\sin B_1 * \sin B_2 * \dots * \sin B_n} \quad (8.1)$$

Трилатерація – система трикутників, у яких вимірюють сторони. Цей метод заснований на можливості обчислення трикутників за трьома його сторонами; кути визначають за теоремою косинусів.

Полігонометрія – мережа точок, розміщених на зломах витягнутого або замкненого ходу (рис. 8.2).

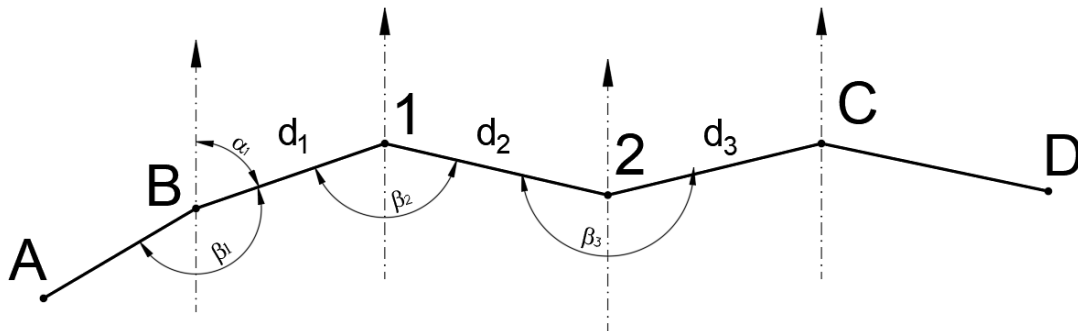


Рисунок 8.2 – Полігонометрія

Вимірюваними елементами є кути  $\beta_i$  і довжини  $d_i$ . Сукупність робіт

під час побудови геодезичних мереж – це цілий комплекс польових і камеральних робіт. Починають їх з розробки проєкту геодезичної мережі на топографічних картах і планах, який потім уточнюють на місцевості.

Після рекогносцировки закріплюють геодезичні пункти на місцевості (будують знаки і закладають центри). Знак геодезичного пункту має подвійне призначення: на його столі установлюють прилад для вимірювання кутів (відстаней), а верхня частина його (візирна ціль) призначена для спостереження з інших пунктів. Після завершення будівельних робіт виконують вимірювання кутів і відстаней.

Закінчують роботи математичним обчисленням результатів вимірювань і складанням каталогу координат пунктів геодезичної мережі.

Пункти планової геодезичної мережі зазвичай одночасно є також і

пунктами висотної мережі, тобто їх центри фіксують і висоту.

Геодезична висотна мережа – це сукупність реперів і геодезичних пунктів, для центрів яких визначені висоти. Висотна мережа складається з системи висотних ходів; позначки на точки висотного ходу передають від початкової до наступної точок методами геометричного або тригонометричного нівелювання.

## **8.2 Державні геодезичні мережі**

Державною геодезичною називають мережу, яка забезпечує розповсюдження координат на території держави і є вихідною для побудови інших геодезичних мереж. Ця мережа є головним геодезичним обґрунтуванням топографічних зйомок усіх масштабів і повинна забезпечувати вимоги народного господарства і захисту країни під час вирішення відповідних наукових та інженерних завдань.

Державна планова мережа поділяється на мережі I, II, III, і IV класів, які різняться між собою точністю кутових і лінійних вимірювань та довжинами сторін.

Мережа I класу будується у вигляді полігонів з периметром 800–1 000 км, які створюються триангуляційними, полігонометричними або трилатераційним ланцюгами приблизно 200 км, які по можливості розміщують уздовж меридіанів і паралелей. Ланцюг триангуляції (трилатерації) складається з трикутників або комбінацій трикутників, геодезичних чотирикутників і центральних систем.

На кінцях ланцюга трикутника I класу вимірюють базиси, які опираються на так звані пункти Лапласа (пункти довготи, широти і азимуту яких визначені астрономічними спостереженнями).

Геодезичну мережу, яка має пункти з визначеними на них астрономічними координатами і азимутами, називають астрономо-геодезичною. Проєкт державної астрономо-геодезичної мережі був запропонований і розроблений проф. Ф. М. Красовським.

Державна геодезична мережа II класу будується в середині полігонів I класу у вигляді суцільної триангуляційної мережі або систем полігонометричних ходів.

У середині полігонів I класу на декількох пунктах II класу виконують астрономічне визначення широти, довготи і азимута.

Пункти державної геодезичної мережі триангуляції III і IV класів

визначають відносно пунктів вищих класів такою побудовою мережі, за якої нові пункти мають зв'язок з усіма близькими пунктами вищого і того ж класу, а також вставкою окремих пунктів. Можна побудувати мережі III і IV класів способами полігонометрії і трилатерації.

Деякі показники, які характеризують державну геодезичну мережу, показані в таблиці 8.1.

Таблиця 8.1 – Показники, які характеризують державну геодезичну мережу

Клас	Метод	Середня довжина сторони, км	Точність вимірювання	
			кута	базису
I	Триангуляція	20–25	0,7"	1 : 400 000
I	Полігонометрія	20–25	0,4"	1 : 300 000
II	Триангуляція	7–20	1"	1 : 300 000
II	Полігонометрія	Згідно з програмою робіт	1"	1 : 250 000
III	Триангуляція	3	1,5"	1 : 200 000
III	Полігонометрія	3	1,5"	1 : 200 000
IV	Триангуляція	2	2"	1 : 150 000
IV	Полігонометрія	2	2"	1 : 100 000

Державна висотна (нівелірна) геодезична мережа також поділяється на чотири класи: I, II, III і IV.

Мережу I класу прокладають за розробленим проектом, який передбачає: забезпечення території держави початковими висотними пунктами для розвитку в єдиній системі нівелювань II, III і IV класів; зв'язок з водомірними постами морів і океанів, які розміщені в середині та по кордонах країн; використання сприятливих для нівелювання трас (залізничних і шосейних доріг, уздовж великих річок); створення по можливості замкнених полігонів; врахування наукових і практичних вимог, пов'язаних із вивченням динамічних процесів, з життям на Землі, її поверхнею і надрами.

Лінії нівелювання II класу прокладають між пунктами нівелювання I класу або самостійно у вигляді полігонів периметром 500–800 м.

Лінії нівелювання III класу прокладають у середині полігонів

I та II класів у вигляді окремих ходів або систем ходів, але так, щоб периметри створених полігонів не перевищували 150–200 м.

Лінії нівелювання IV класу опираються на пункти нівелювання старших класів, їх прокладають у вигляді одиночних або систем нівелірних ходів.

Точність нівелювання різних класів наведена в таблиці 8.2.

Таблиця 8.2 – Точність нівелювання різних класів

Помилки, нев'язки	Клас нівелювання			
	I	II	III	IV
Середня квадратична випадкова похибка на 1 км ходу, мм	05	2	5	10
Систематична похибка на 1 км ходу, мм	0,05	0,4	–	–
Гранична нев'язка в полігоні або ході (між реперами нівелювання вищої точності), мм ( $\mathcal{L}$ – число кілометрів у ході)	–	5	10	20

Державні нівелірні мережі всіх класів закріплюють на місцевості постійними знаками-реперами і марками через 5–7 км (у важкодоступних районах – через 10–15 км). Крім того, через 50–80 км нівелювання I і II класів і в деяких інших точках (за спеціальними вимогами установлюють особливо стійкі нівелірні знаки – фундаментальні реperi, які закладають на глибину кількох метрів. Часто ці реperi закладають по 2–3 на близьких відстанях, що дозволяє визначити перевищення між ними з однієї станції).

### 8.3 Геодезичні мережі згущення

Геодезична мережа, яку розбивають на основі геодезичної мережі більш високого порядку, називають геодезичною мережею згущення.

Ці мережі поділяються на:

- мережі 1 та 2 розрядів, які створюють методами триангуляції або трилатерації;
- мережі 1 та 2 розрядів, які створюють методом полігонометрії;
- нівелірні мережі, які створюють методом геометричного нівелювання III і IV класів.



Як і пункти державної мережі, пункти мережі згущення закріплюють постійними знаками.

Основні показники побудови і точності мереж згущення наведені в таблиці 8.3.

Таблиця 8.3 – Основні показники побудови і точності мереж згущення

Показник	Розряди		Метод згущення
	1	2	
Середня квадратична похибка вимірювання кута	5"	10"	Тріангуляція Полігонометрія
Відносна середня квадратична похибка сторони	1/50 000	1/20 000	Тріангуляція
Відносна похибка вимірюваної сторони	1/10 000	1/5 000	Полігонометрія
Відносна нев'язка ходу, не більше	1/10 000	1/5 000	Полігонометрія
Гранична нев'язка в трикутнику, не більше	20"	40"	Тріангуляція

Показники точності нівелірних мереж III і IV класів, які розвивають на об'єктах будівництва, ті саме, що і для державних мереж (табл. 8.4), але за кількістю станцій більше 15 на 1 км ходу гранична нев'язка не повинна перевищувати для III класу  $2,6\sqrt{n}$  мм, а для IV класу  $5\sqrt{n}$  мм (n – кількість станцій у полігоні або ході).

Таблиця 8.4 – Показники точності нівелірних мереж III і IV класів

Показник	III	IV
1	2	3
Вимоги до нівеліра		
Збільшення труби, не менше	30	25
Ціна поділок рівня "/3 мм:		
– циліндричного	15	25
– контактного	30	30

Продовження таблиці 8.4

1	2	3
Типи нівелірів: – з рівнем; – з компенсатором	Н-3, Н-3Л Н-3К, Н-3КЛ	Н-10, Н-10Л Н-10К, Н-10КЛ
Вимоги до двосторонніх шашечних рейок: – довжина, м; – наявність круглого рівня; – випадкова похибка дециметрових поділок, не більше, мм	3 Так 0,5	Без обмежень Ні 1
Спосіб відліку по рейках По чорній стороні По червоній стороні	По 3 нитках По середній нитці	По 2 нитках По середній нитці
Спосіб нівелювання	3 середини	3 середини
Нормальна відстань Від нівеліра до рейок, м Нерівність відстаней, не більше, м Висота візирного променя над поверхнею землі, м	75 2 0,3	100 5 0,2
Розходження у перевищеннях, одержаних по чорній і червоній сторонах рейок, не більше, м	3	5

Нівелювання III і IV класів виконують у такій послідовності: проектування на карті – рекогносцировка на місцевості – закладка стінних і ґрунтових реперів – нівелювально-математична обробка результатів (обчислення висот).

За результатами нівелювання III і IV класів мають бути представлені: схеми ходів нівелювання, польові журнали, матеріали досліджень нівелірів і компарувань рейок, відомості перевищень, матеріали обчислень і оцінка точності, абрис нівелірних марок, стінних і ґрунтових реперів, а також геодезичних пунктів, які включені в нівелірну мережу, каталог висот марок і реперів, акти здачі марок, стінних і ґрунтових реперів для зберігання (місцевим органам), пояснювальна записка.

## 8.4 Геодезичні знімальні мережі

Зйомочною називають геодезичну мережу згущення, яку створюють для виконання топографічних зйомок. Ці мережі називають також

зйомочним обґрунтуванням.

Зйомочна мережа відрізняється від геодезичної меншою (в 2–3 рази) точністю; більшою кількістю пунктів за одиницю площі (в 3–10 разів). Наприклад, густина пунктів для масштабу зйомки 1 : 5 000 повинна бути не менша чотирьох пунктів на 1 км<sup>2</sup>. Для масштабу 1 : 2 000 – не менше 12, а для масштабу 1 : 1 000 – не менша 16 пунктів.

Розрізняють висотні і планові зйомочні мережі. Нівелювання, яке виконують під час створення мереж, називають технічним і виконують геометричним або тригонометричним способами.

Визначення координат пунктів зйомочної мережі виконують методами полігонометрії і триангуляції. Ходи планових зйомочних мереж, які прокладають методом полігонометрії, називають теодолітним. Якщо висоти їхніх пунктів визначені геометричним нівелюванням, їх називають високотеодолітними ходами, а якщо тригонометричним нівелюванням, то тахеометричним.

Зйомочну мережу, яку розвивають методом триангуляції, називають мікротриангуляцією.

Пункти зйомочних мереж закріплюють тимчасовими знаками: металевими трубками, костиллями, дерев'яними кілками, стовпами, цвяхами, які забивають у пеньки, а також кутами капітальних споруд, центрами оглядових колодязів підземних комунікацій.

За побудови зйомочних мереж на відкритих горбастих районах вигідніше користуватися методами мікротриангуляції і тригонометричного нівелювання.

## 8.5 Теодолітні ходи

Теодолітні ходи проєктують на великомасштабних топографічних планах (картах). Але часто розміщення ходів і місця закріплення поворотних точок вибирають прямо в польових умовах під час вимірювань. В обох випадках додержуються таких умов:

1. Розміщення теодолітних ходів повинно відповідати призначенню і цілям побудови.

2. Забезпечення необхідної схеми теодолітних ходів: достатня густина пунктів зйомочного обґрунтування, гранична довжина теодолітних ходів між пунктами опорних геодезичних мереж.

3. Додержання по можливості прямолінійності ходів і рівності

довжин їхніх сторін (довжини ліній в теодолітних ходах повинні бути не більшими 350 м і не меншими 20 на забудованій і 40 м на незабудованій території).

4. Зручність вимірювання кутів і довжин.

Якщо проект складений в камеральних умовах, то в період рекогносцировки його уточнюють на місцевості.

Вимірювання кутів виконують одним повним прийомом теодолітом із точністю 30" або 1' з перестановкою лімба між пів прийомами приблизно на  $90^\circ$  для теодолітів з двосторонніми відліками і на величину близьку  $180^\circ$  – для теодолітів з одностороннім відліком.

Розходження у значеннях кутів між пів прийомами не повинне перевищувати  $45^\circ$ .

Довжину сторін вимірюють у прямому і зворотному напрямках оптичними далекомірами, металевими мірними стрічками або рулетками. Розходження між результатами подвійних вимірювань не повинні перевищувати  $1/2\ 000$  виміряної довжини, а для несприятливих умов вимірювань –  $1/1\ 000$ .

Теодолітний хід буває розімкнутим – якщо його початок і кінець спираються на пункти геодезичного обґрунтування (рис. 8.3).

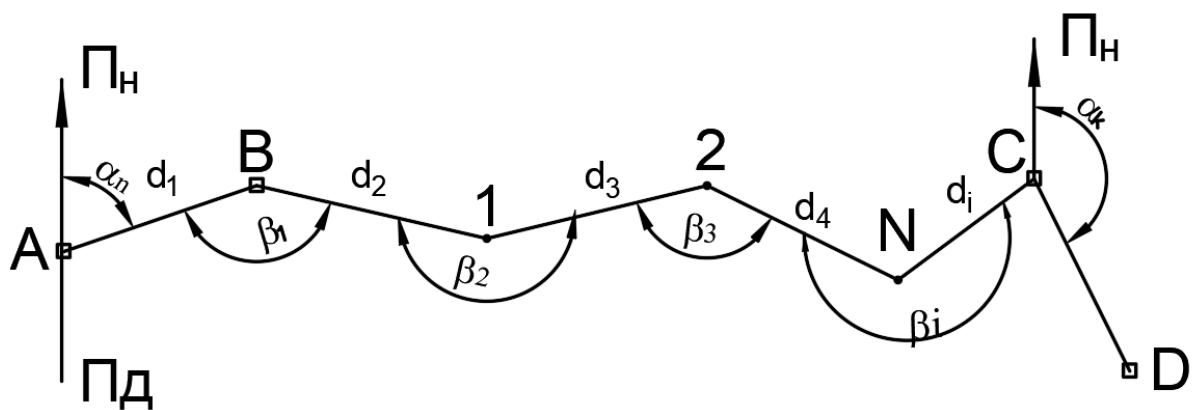


Рисунок 8.3 – Розімкнутий теодолітний хід

Замкнутим – многокутник прив'язаний до точок геодезичного обґрунтування (рис. 8.4). Висячий хід прилягає одним кінцем до геодезичного обґрунтування, а другий кінець залишається вільним. Якщо замкнутий теодолітний хід дуже витягнутий, у найвужчому місці його виконують перемичку – діагональний хід.

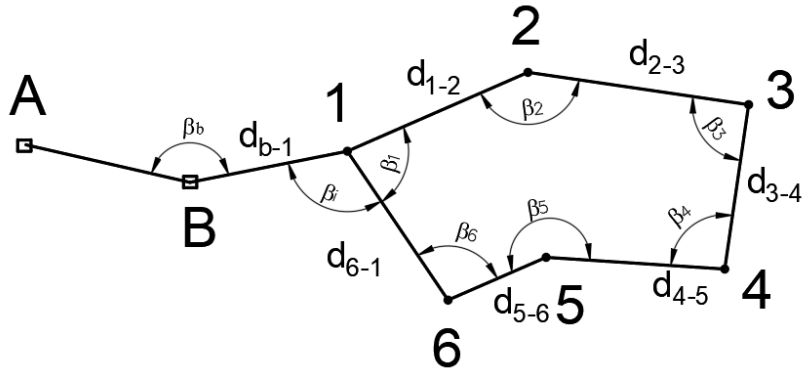


Рисунок 8.4 – Замкнутий теодолітний хід

Після закінчення польових вимірювань обчислюють теодолітні ходи. Мета обчислення – знаходження координат їхньої точки.

### 8.6 Порядок обчислення теодолітних ходів

1. Обчислюють кутову нев'язку  $f_{\beta}$  і виконують ув'язку виміряних

кутів:

$$f_{\beta} = \sum \beta_{\text{п}} - \sum \beta_{\text{т}} \quad (8.2)$$

де  $\sum \beta_{\text{п}} = \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \dots + \beta_n$  – сума виміряних кутів;

$\sum \beta_{\text{т}}$  – теоретична сума кутів, яка дорівнює в замкнутому ході:

$$\sum \beta_{\text{т}} = 180^\circ(n - 2) \quad (8.3)$$

у розірваному ході:

$$\sum \beta_{\text{т}} = \alpha_{\text{п}} - \alpha_{\text{к}} + 180^\circ * n \quad (8.4)$$

де  $n$  – кількість виміряних кутів;

$\alpha_{\text{п}}, \alpha_{\text{к}}$  – початковий і кінцевий дирекційні кути ліній геодезичного

обґрунтування, на які спирається теодолітний хід.

Ця нев'язка не повинна перевищувати граничну величину, яку визначають за формулою:

$$f_{\beta_{\text{г}}} = 1'\sqrt{n} \quad (8.5)$$

де  $l'$  – гранична похибка вимірювання одного кута.

Необхідно, щоб  $f_{\beta} \leq f_{\beta_{\Gamma}}$ .

У тому випадку, коли нев'язка виявляється меншою від граничної або рівною їй, її як поправку розподіляють на виміряні кути:

$$U_{\beta_i} = -f_{\beta}/n \quad (8.6)$$

Поправки додають до вимірних кутів (виконують ув'язку) і обчислюють виправлені кути, сума яких має бути рівною теоретичній сумі кутів.

1. Обчислюють дирекційні кути, користуючись формулою:

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} + 180^{\circ} - \beta_{in} \quad (8.7)$$

де  $\beta_{in}$  – виправлені праві по ходу кути, а також обчислюють румби.

2. Обчислюють і ув'язують прирости координат. Для їхнього знаходження розв'язують пряму геодезичну задачу: відомі координати точки А ( $x_A, y_A$ ), відстань до точки В ( $d$ ) і дирекційний кут лінії АВ ( $\alpha_{AB}$ ).

Необхідно обчислити координати точки В (рис. 8.5).

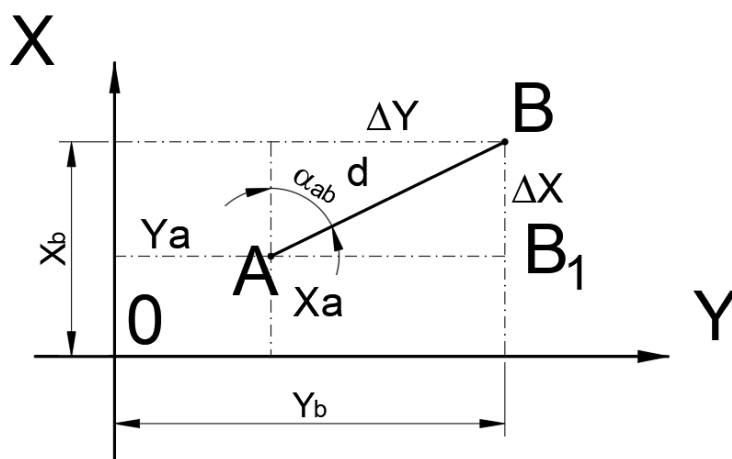


Рисунок 8.5 – Пряма геодезична задача

З рисунка 8.5 видно, що  $x_B = x_A + BB_1$ ;  $y_B = y_A + AB_1$ . Відрізки  $BB_1$  і  $AB_1$ , що становить проєкцію лінії АВ на осі координат або різницю

точок А і В, називають приростами координат і позначають  $\Delta x$  і  $\Delta y$ . Отже, можна записати

$$\begin{aligned}x_B &= x_A + \Delta x \\y_B &= y_A + \Delta y\end{aligned}\tag{8.8}$$

Прирости  $\Delta x$  і  $\Delta y$  можна визначити з прямокутного трикутника  $ABB_1$ :

$$\begin{aligned}\Delta x &= d * \cos \alpha_{AB} \\ \Delta y &= d * \sin \alpha_{AB}\end{aligned}\tag{8.9}$$

Тоді координати точки В:

$$\begin{aligned}x_B &= x_A + d \cos \alpha_{AB} \\ y_B &= y_A + d \sin \alpha_{AB}\end{aligned}\tag{8.10}$$

Формули залишаються правильними для обчислення координат за румбами сторін, тобто:

$$\begin{aligned}x_B &= x_A + r \cos \alpha_{AB} \\ y_B &= y_A + r \sin \alpha_{AB}\end{aligned}\tag{8.11}$$

Знаки приростів залежать тільки від напрямку лінії (рис. 8.6).

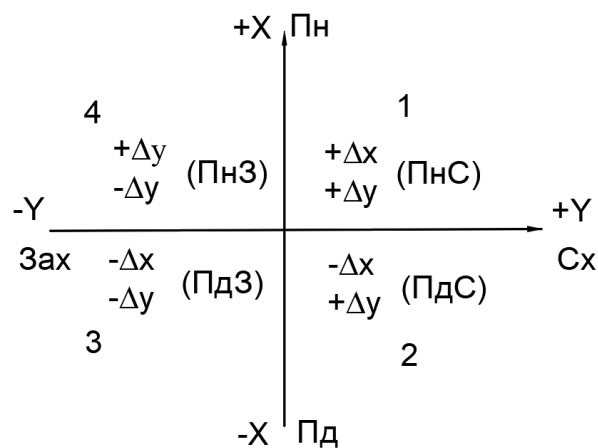


Рисунок 8.6 – Знаки приростів координат

Часто буває необхідним визначити напрям і довжину лінії за відомими координатами її кінців, тобто відомі координати точок А ( $x_A, y_A$ ) і В ( $x_B, y_B$ ), необхідно визначити  $\alpha_{AB}$ . У цьому випадку обчислюють обернену геодезичну задачу.

Згідно з формулою (8.9), маємо:

$$\operatorname{tg} r = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A} \quad (8.12)$$

$$d = \frac{\Delta x}{\cos r} = \frac{\Delta y}{\sin r} = \sqrt{(\Delta y)^2 + (\Delta x)^2} \quad (8.13)$$

або

$$d = \frac{x_B - x_A}{\cos r} = \frac{y_B - y_A}{\sin r} = \sqrt{(y_B - y_A)^2 + (x_B - x_A)^2} \quad (8.14)$$

Значення  $\alpha_{AB}$  знаходять за величиною румба, користуючись залежністю між ними.

Обчислення приростів координат виконують за формулою (8.9).

Після обчислення  $\Delta x$  і  $\Delta y$  знаходять нев'язки  $f_x$  і  $f_y$  приростів

координат:

$$f_x = \sum \Delta x_{\Pi} - \sum \Delta x_{\Gamma}; f_y = \sum \Delta y_{\Pi} - \sum \Delta y_{\Gamma} \quad (8.15)$$

У замкнутому теодолітному ході  $\sum \Delta x_{\Gamma} = \sum \Delta y_{\Gamma} = 0$ , у розімкнутому

$$\sum \Delta x_{\Gamma} = x_K - x_{\Pi}$$

$$\sum \Delta y_{\Gamma} = y_K - y_{\Pi} \quad (8.16)$$

тому для замкнутого ходу

$$f_x = \sum \Delta x_{\Pi}; f_y = \sum \Delta y_{\Pi} \quad (8.17)$$

а для розімкнутого

$$f_x = \sum \Delta x_{\Pi} - (x_K - x_{\Pi})$$



$$f_y = \sum \Delta y_{\text{п}} - (y_{\text{к}} - y_{\text{п}}) \quad (8.18)$$

де  $\sum \Delta x_{\text{п}}, \sum \Delta y_{\text{п}}$  – практичні суми обчислених приростів координат;

$\sum \Delta x_{\text{т}}, \sum \Delta y_{\text{т}}$  – теоретичні суми приростів координат;

$(x_{\text{п}}, y_{\text{п}}), (x_{\text{к}}, y_{\text{к}})$  – координати початкової і кінцевої точок геодезичного

обґрунтування.

Після цього обчислюють абсолютну нев'язку  $f_s$ , тобто абсолютну сумарну похибку лінійних вимірювань

$$f_s = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \quad (8.19)$$

і знаходять відносну нев'язку

$$f_b = \frac{1}{p/f_s} \quad (8.20)$$

(де  $p$  – периметр теодолітного ходу), яка характеризує точність виконаної роботи і для сприятливих умов не повинна перевищувати  $1/2000$ . Якщо  $f_b \leq 1/2000$ , то обчислені прирости координат виправляють: вводять

поправки пропорційно довжинам сторін.

$$\delta_{x_i} = \frac{-f_x}{p} d_i; \delta_{y_i} = \frac{-f_y}{p} d_i \quad (8.21)$$

Знайдені поправки алгебраїчно підсумовують з відповідними приростами і дістають виправлені прирости координат, а сума яких повинна дорівнювати теоретичній.

За виправленими приростами координат від точок з відомими координатами обчислюють координати інших точок. Контроль обчислення одержанням відомих координат точок геодезичного обґрунтування.

На відкритій місцевості теодолітні ходи можуть бути замінені мікротріангуляцією, яка будується у вигляді мереж трикутників, ланцюгів трикутників між двома сторонами або пунктами опорних геодезичних мереж, центральних систем і геодезичних чотирикутників. Проєкт мережі

складають на великомасштабних планах і уточнюють на місцевості.

Пункти мікротріангуляції закріплюють так само, як і точки теодолітних ходів.

Базиси мікротріангуляції вимірюють у прямому і зворотному напрямках світлодалекомірами або підвісними мірними приладами з відносно середньою квадратичною похибкою не більше  $1/5\ 000$ .

Кути вимірюють одним повним круговим прийомом з перестановкою лімба так само, як і за вимірювання кутів у теодолітних ходах. Розходження в замкненні кута між пів прийомами не повинне перевищувати  $45''$ .

Нев'язка в трикутнику мікротріангуляції не повинна бути більшою за  $1' 45''$ .

Польові вимірювання закінчуються перевіркою журналів і складанням схеми мережі, на яку вписують середні значення вимірюваних кутів (напрямів) і базисів. Камеральні роботи – це обчислення координат точок.

Положення окремих пунктів мережі мікротріангуляції можна визначити методами геодезичних засічок, тобто визначенням координат точки за елементами (кутами, довжинами), виміряними або побудованими на ній або на вихідному пункті. Розрізняють пряму, зворотну і комбіновану засічку.

Технічне нівелювання виконують для визначення висот пунктів зйомочного обґрунтування, а також для пошуків і будівництва інженерних споруд.

Геометричне нівелювання точок зйомочного обґрунтування виконують окремими ходами, системами ходів і замкнутими полігонами між марками і реперами I, II, III і IV класів. Як виняток, допускають висячі ходи, які прокладають у прямому і зворотному напрямках.

Геометричне нівелювання виконують технічними нівелірами і теодолітами, які мають рівень на трубі по обидві сторони рейки.

Тахеометричний хід застосовують для забезпечення топографічних зйомок з перерізом рельєфу більше 1 м. Висоти точок теодолітного ходу визначають тригонометричним нівелюванням у прямому і зворотному напрямках, при цьому довжина кожного ходу повинна бути не більше 2 км.

Вертикальні кути на станції вимірюють одночасно з вимірюванням горизонтальних. Кожний вертикальний кут визначають одним повним

прийомом. Коливання місця нуля на станції не повинно перевищувати 1'. Висоту приладу і точки наведення вимірюють із точністю до 1 см. Перевищення обчислюють за формулами тригонометричного нівелювання.

У гористих районах висоти пунктів опорних геодезичних мереж (зйомочного обґрунтування) визначають тригонометричним нівелюванням; вертикальні кути вимірюють теодолітом Т2 (або іншим рівноцінним йому приладом) одним прийомом по трьох нитках. Коливання місця нуля на станції не повинно перевищувати 20". Розбіжність між прямим і зворотнім перевищеннями, а також нев'язки по висоті в ходах не повинні перевищувати 10 см на кожний кілометр ходу.

## 9 ТОПОГРАФІЧНІ ЗЙОМКИ

### 9.1 Загальні відомості, види зйомок, їхня класифікація

Топографічною зйомкою називають комплекс польових робіт, які виконують для складання топографічної карти або плану.

Топографічні зйомки виконують згідно з загальним принципом геодезичних робіт – від загального до часткового: спочатку на ділянці створюють зйомочне обґрунтування. Спираючись на його пункти, визначають планове положення контурів і предметів місцевості (ситуації) і знімають рельєф.

Топографічна зйомка складається з підготовчих і польових робіт.

До підготовчих робіт відноситься: обґрунтування необхідності зйомки і вибір її масштабу, складання календарного плану і кошторису робіт, обчислення необхідної кількості кадрів, прикладів і обладнання. До польових робіт входить: рекогносцировка, ділянки, помітки і закріплення знаків пунктів зйомочного обґрунтування, виконання геодезичних вимірювань (кутів, ліній і висот). Після закінчення польових вимірювань їх обчислюють і оброблюють.

Основним видом зйомки великих за розміром територій землі є аерофотозйомка.

Для складання топографічних планів невеликих ділянок місцевості застосовують наземні зйомки: теодолітну, тахеометричну, нівелювання поверхні, мензульну і фототеодолітну. Крім того, зйомки розділяють на основні та спеціальні. На основні топографічні плани наносять всі об'єкти і контори місцевості згідно з діючими умовними знаками, а рельєф відображається з точністю, яку встановлено загальнодержавною інструкцією. На спеціальних планах можна відображати тільки необхідну ситуацію, нестандартні перерізи рельєфу. Спеціальні топографічні плани можуть створюватися у вигляді цифрової моделі місцевості.

Вибір масштабу зйомки – це один з основних факторів, які визначають обсяг, зміст і вартість геодезичних робіт. Вибір масштабу зйомки регламентують БНіПами, різними інструктивними вказівками, а також технічними умовами і завданнями, які враховують специфіку окремих видів будівництва.

Висота перерізу рельєфу  $h$  для топографічних планів стандартних масштабів може бути обчислена за формулою:

$$h = 0.2 M \quad (9.1)$$

Зокрема, для масштабу 1 : 10 000 величина  $h$ , яка знайдена за формулою (9.1),  $h = 0.2 \times 10\,000 = 2$  м, для масштабу 1 : 5 000 – 1 м.

У зв'язку з тим, що висота  $h$  залежить від характеру рельєфу місцевості, в інженерних пошуках для одного і того ж масштабу передбачені різні її значення (табл. 9.1).

Таблиця 9.1 – Залежність масштабу від висоти перерізу рельєфу

Масштаб	Висота перерізу рельєфу, м
1 : 10 000	5; 2; 1
1 : 5 000	5; 2; 1; 0,5
1 : 2 000	2; 1; 0,5
1 : 1 000	1; 0,5
1 : 500	1 ; 0,5

В окремих випадках використовують мінімальні висоти  $h$ , тобто 0,25 м.

## 9.2 Теодолітна зйомка

Теодолітна зйомка – горизонтальна; за її результатами складають контурний план місцевості. Вона використовується на ділянках з рівнинним рельєфом і складною ситуацією (збудована територія, залізничні вузли, аеродроми та ін.). Зйомочним обґрунтуванням її є теодолітні ходи.

Зйомку контурів відносно ліній теодолітних ходів виконують вимірюванням способами: перпендикулярів, полярним, кутових та лінійних засічок, створів.

Сутність цих способів (рис. 9.1): перпендикулярів – для зйомки двоповерхового цегляного житлового будинку по лінії 1-2 (вимірюють довжини  $b, b_1, c, c_1$ ), полярний – зйомка фруктових садів відносно лінії 2-3 (вимірюють горизонтальні кути  $\varphi_i$  і відстані  $l_i$ ); кутова засічка – для зйомки контура дороги Т (вимірюють кути  $\beta_1, \beta_2$ ); лінійна засічка – для зйомки одиночного дерева по лінії 1-5 (вимірюють відстані  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ );

спосіб створів – зйомка ґрунтової дороги (вимірюють відстані  $t$  ;  $t_1$ ).

У процесі зйомки складають схематичний рисунок ділянки місцевості – абрис, на якому показують взаємне розміщення пунктів теодолітних ходів, а також контурів об'єктів з усіма числовими результатами вимірювань і з пояснювальними записами.

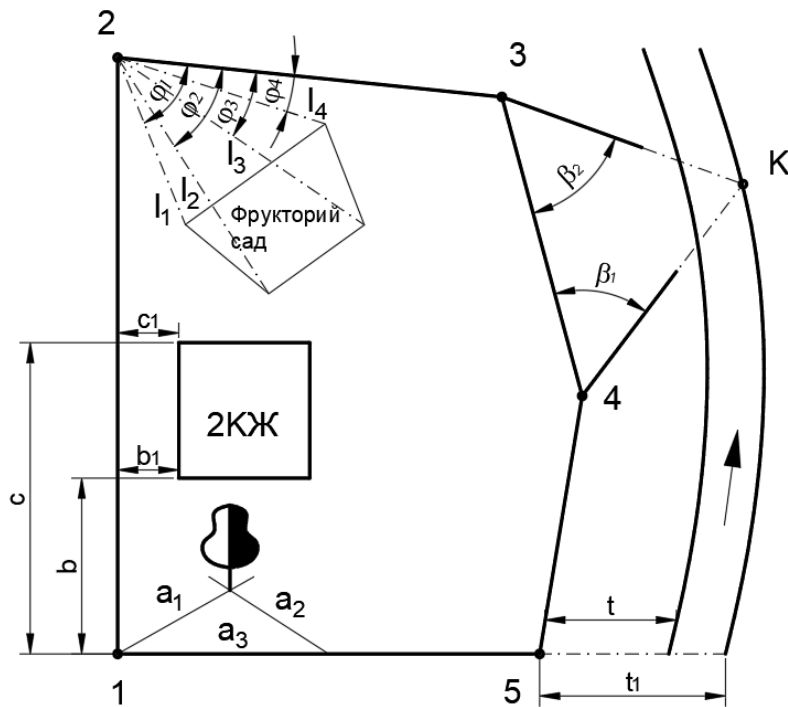


Рисунок 9.1 – Способи знімання ситуації

Результати польових робіт при теодолітній зйомці обробляють у такій послідовності: а (обчислюють координати пунктів теодолітних ходів; б (на аркуші креслярського паперу будують координатну сітку з стороною квадрату 10 см, яка слугує основою для нанесення за координатами пунктів теодолітних ходів; побудову координатної сітки виконують координатографами або спеціальними металевими лінійками (Дробишева, ЛБЛ) за принципом єгипетського трикутника (3 : 4 : 5); правильність побудови сітки перевіряють циркулем по діагоналях квадратів, які не повинні відрізнятись між собою на 0,1 мм; в (за допомогою циркуля і масштабної лінійки на план наносять пункти теодолітних ходів за їхніми координатами); правильність побудови контролюють вимірюваннями відстаней між кожною парою пунктів; у границях точності масштабу (0,2 мм) ці відстані повинні бути рівними відповідним довжинам сторін

ходу, користуючись поперечним масштабом і транспортиром, за даними абрису на план наносять ситуацію (способи нанесення ті ж самі, що і способи їхньої зйомки).

### 9.3 Нівелювання поверхні

Нівелювання поверхні – це один з видів топографічної зйомки на місцевості з слабо вираженим рельєфом для складання великомасштабних планів. Цю зйомку застосовують під час будівництва населених пунктів, промислових споруд, аеродромів і т.д.

У польові роботи входить робота на місцевості мережі точок і виконання кутових, лінійних і висотних вимірювань місцевості.

Залежно від методу побудови точок розрізняють нівелювання за паралельними лініями (магістралями), спосіб полігонів, нівелювання за квадратами.

1. Нівелювання поверхні за паралельними лініями виконують як на відкритій, так і закритій місцевості із слабо вираженим рельєфом.

При нівелюванні за магістралями біля ділянки, що її нівелюють, або по її середині прокладають магістраль АВ (рис. 9.2).

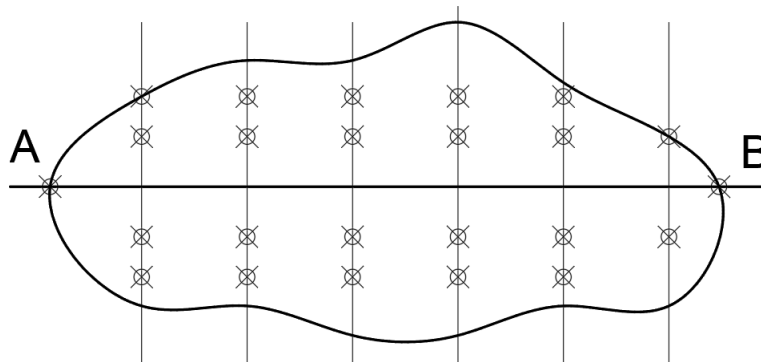


Рисунок 9.2 – Нівелювання поверхні за магістралями

Перпендикулярно до магістралі за допомогою теодоліта розбивають поперечники (1, 2, 3...), відстані між якими беруть залежно від рельєфу місцевості, мети нівелювання та потрібної точності (від 10 м до 100 м). За магістралями і поперечниками через рівні проміжки закріплюють точки – розбивають пікети (ПК). Якщо паралельно проходить декілька ходів, то вони повинні бути зв'язані перемичками. Якщо довжина поперечників більше 300 м, то вони повинні бути зв'язані між собою при складанні планів у масштабах 1 : 500–1 : 1 000.

При складанні планів у масштабах 1 : 2 000 поперечники зав'язують перемичками, якщо вони довші 500 м.

Одночасно з розбивкою пікетажу ведуть зйомку ситуації. Згідно з магістраллю прокладають теодолітний хід, а згідно з пікетажем виконують геометричне нівелювання. Результати зйомки ситуацій заносять на абрис, результати нівелювання – у нівелірний журнал.

Після закінчення польових робіт обчислюють польові дані і складають топографічний план.

2. Нівелювання поверхні за квадратами найчастіше застосовують у будівництві при вертикальному плануванні ділянки. Опорою для виконання робіт є мережа квадратів на місцевості. При нівелюванні великих ділянок спочатку розбивають мережу основних квадратів, сторона яких може бути 100 або 200 м.

Мережу квадратів будують за допомогою теодоліта і стрічки. Для цього на межах ділянки будують прямокутник, на сторонах якого закріплюють вершини квадратів через задані інтервали. Положення вершин квадратів на середині ділянки знаходять на перетині створів, які проходять через відповідні точки (вершини), закріплені на протилежних сторонах зовнішнього прямокутника. Розмір квадрата при розбивці може бути 2, 5, 10, 20, 40 м в залежності від рельєфу і призначення плану. Вершини основних квадратів закріплюють бетонними або дерев'яними стовпами, а тих що заповнюються в середині – кілками.

Крім вершин квадратів закріплюють також перегини рельєфу (плюсові точки) на сторонах і в середині квадратів.

Попутно з розбивкою мережі квадратів ведуть зйомку контурів місцевості, які прив'язують до сторін квадратів; схему розбивки квадратів з позначенням їхніх вершин і дані зйомки контурів заносять на абрис. Напрямок однорідних схилів показують стрілками.

Розбивку мережі квадратів зручно виконувати за допомогою 100-метрових тросів, розмічених через 20 м.

Вздовж сторін основних фігур прокладають теодолітні ходи, які спираються на пункти геодезичної мережі. У результаті обробки ходів знаходять координати вершин основних квадратів.

Квадрати стороною 100–200 м нівелюють кожний окремо. Нівелір установлюють приблизно всередині квадрата і виконують відліки по рейках, які установлюють на його вершинах, а також на плюсових точках.



Відліки, виконані на рейках, вписують на схему мережі квадратів. Ув'язку перевищень за зовнішнім контуром (периметром) основного прямокутника виконують за правилами технічного нівелювання.

Порядок роботи в заповнюваних квадратах передбачає нівелювання з однієї станції вершин декількох квадратів. При цьому кожні дві суміжні станції мають загальні зв'язувальні точки. Висоти вершин заповнюваних квадратів обчислюють через горизонт приладу.

Якщо на невеликій ділянці побудована самостійна мережа квадратів зі стороною 20 м, то роботи виконують в такій послідовності.

У мережах квадратів виділяють замкнений опорний хід, складений зв'язувальними точками. Такими точками на рисунку 9.3 є точки В-1, Д-5, А-4.

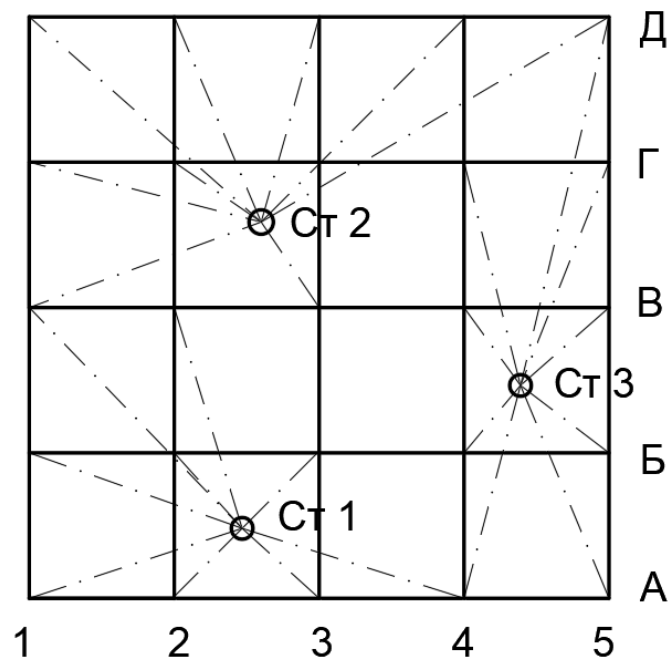


Рисунок 9.3 – Нівелювання поверхні за квадратами

Позначки зв'язувальних точок визначають згідно з відомими правилами.

Для побудови топографічного плану на креслярському папері наносять у масштабі мережу квадратів, поряд із якими виписують позначки, округляючи їх до сотих частин метра. За даними абрису будують контури місцевості, після чого методом інтерполювання проводять горизонталі. План оформлюють згідно з діючими умовними знаками.

## 9.4 Тахеометрична зйомка

В основі тахеометричної зйомки (рис. 9.4) лежить ідея визначення просторового положення точок місцевості одним наведенням зорової труби приладу на рейку, яка встановлена на цій точці.

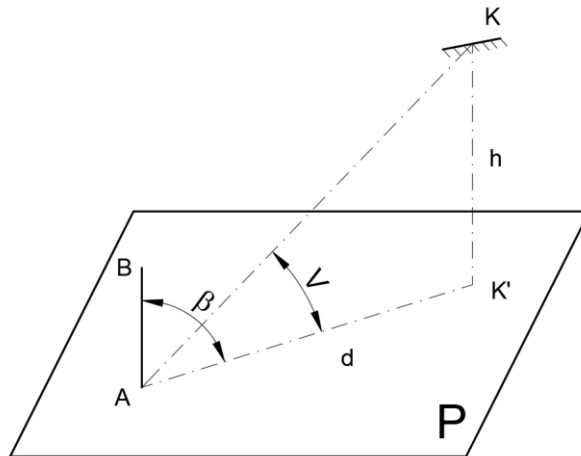


Рисунок 9.4 – Тахеометрична зйомка

Наприклад, положення точки  $K$  над умовною горизонтальною площиною  $P$ , яка проходить через вісь обертання труби приладу, визначається вимірюванням полярного круга  $\beta$ , відліченого від сторони  $AB$  зйомочного обґрунтування, відстанню  $d$  між точкою та вертикальною віссю приладу; перевищенням  $h$  над площиною  $P$ .

Величина  $d$ ,  $h$  можуть бути одержані безпосередньо за допомогою автоматичних приладів, які називають тахеометрами. Зйомка може виконуватись і теодолітами. У цьому випадку  $d$  знаходять за результатами вимірювання відстаней нитяним далекоміром, а перевищення  $h$  – тригонометричним нівелюванням з використанням вертикальних кутів  $\alpha$ .

Таким чином, тахеометрична зйомка об'єднує два процеси: зйомку ситуації і зйомку рельєфу. Її виконують для великих масштабів ( $1 : 500$  –  $1 : 5000$ ) на невеликих ділянках місцевості, а також при вишукуванні трас лінійних споруд (доріг, каналів та інше).

Тепер тахеометрична зйомка виконується переважно тахеометрами. Передбачено чотири типи цих приладів: тахеометр електрооптичний ТЕ з автоматичною реєстрацією результатів кутових і лінійних вимірювань на табло і на перфострічці в умовному кодї; він забезпечує вимірювання відстаней до 2 км з точністю 2 см / 100 м, точність вимірювання горизонтальних і вертикальних кутів складає 3" і 5"; інформація може бути

оброблена на ЕОМ з наступним автоматичним складанням топографічного плану.

Тахеометр ТД з авторедукційним далекоміром подвійного зображення дозволяє автоматично визначати горизонтальні лінії з точністю 1/5 000 і перевищенням з точністю 4 см / 100 м.

Тахеометр ТН призначений для безпосереднього визначення горизонтальних ліній і перевищень по вертикальній рейці за допомогою номограм, нанесених на вертикальному колі і видимої у полі зору труби приладу.

Тахеометр внутрішньобазисний ТВ дозволяє вимірювати відстані до 60 м з похибкою 1/1 000 без використання рейки, наведенням зорової труби на місцеві предмети. Перевищення визначають тригонометричним нівелюванням за точності вимірювань горизонтальних і вертикальних кутів 45" і 60".

Побудова зйомочного обґрунтування для тахеометричної зйомки здійснюється паралельно зі зйомкою ситуації і рельєфу. Щільність пунктів зйомочного обґрунтування, у які входять пункти існуючої геодезичної мережі, повинна відповідати технічним вимогам (табл. 9.2).

Таблиця 9.2 – Технічні вимоги

Масштаб зйомки	Найбільша довжина ходу, м	Найбільша довжина лінії, м	Найбільша кількість ліній в ході
1 : 5 000	1 200	300	6
1 : 2 000	600	200	5
1 : 1 000	300	150	3
1 : 500	100	100	2

Пункти тахеометричного ходу вибирають на підвищених місцях із хорошим круговим оглядом і закріплюють кілками. На кожній станції ходу повним прийомом вимірюють горизонтальні кути між напрямками на суміжні пункти і двічі – у прямому і зворотному напрямках – перевищення і горизонтальні лінії на кожній стороні ходу. Під час роботи з тахеометром вимірюють також вертикальні кути; у цьому випадку перевищення і горизонтальні кути обчислюють на мікрокалькуляторах або за спеціальними таблицями. Розходження між результатами подвійних вимірювань довжин сторін ходу і перевищень допускають 1/300 і 1/4 см / 100 м.

Після закінчення спостережень на суміжні пункти ходу орієнтують горизонтальне коло тахеометра на передній пункт і обертанням аліади наводять трубу на рейку, яку встановлюють послідовно в характерних точках рельєфу і ситуації – рейкових точках. При цьому беруть відліки на горизонтальному крузі за далекоміром і вертикальним кругом теодоліта (або за кривими номограм), визначаючи у такий спосіб планове положення кожної рейкової точки і її перевищення над цією станцією. Після зйомки 15–20 рейкових точок контролюють орієнтування лімба приладу повторним наведенням його зорової труби на передній пункт; розходження з початковим відліком не повинно перевищувати 2'. Результати вимірювань записують у журналі; одночасно з заповненням журналу ведуть абрис, на якому стрілками показують напрям схилів і позначають пунктиром контури ситуації (рис. 9.5).

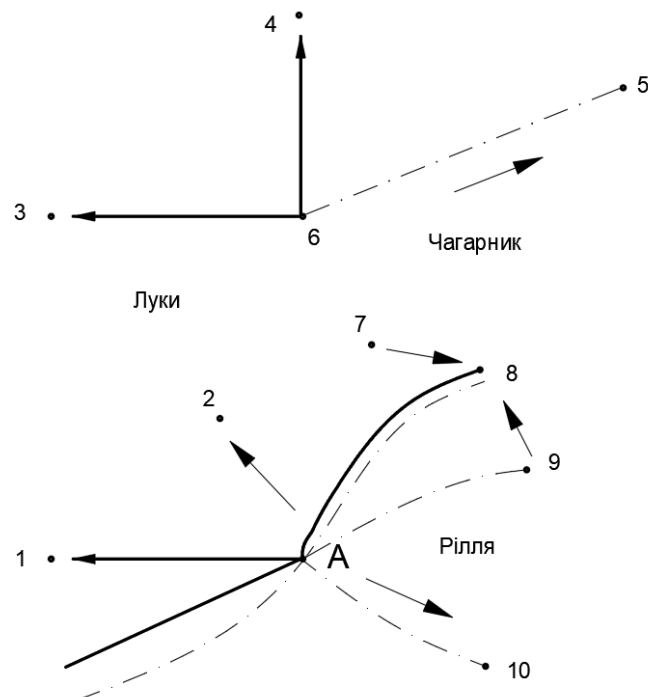


Рисунок 9.5 – Абрис тахеометричної зйомки

Обробка тахеометричної зйомки включає обчислення координат і позначок пунктів, обчислення позначок рейкових точок, побудову плану тахеометричної зйомки.

Обчислення виконують згідно з формулами:

– кутова нев’язка  $f_{\beta} = I' * \sqrt{n}$  ( $n$  – кількість кутів ходу);

– нев’язка в периметрі

$$f_s = S/400\sqrt{n}$$

– нев’язки в перевищеннях ходу, см

$$f_h = 0,04/S\sqrt{n}$$

де  $n$  – кількість сторін ходу;

$S$  – довжина ходу, м.

Пункти тахеометричних ходів наносять на план у викладеному раніше порядку. Рейкові точки наносять за допомогою транспортира і поперечного масштабу; для всіх точок виписують їхні висоти; складання плану закінчують проведенням горизонталей.

## 9.5 Елементи фотозйомки

За результатами фотозйомок одержують фотознімки об’єктів і окремих елементів місцевості. Фотографування може виконуватись з Землі або літальних апаратів. Розрізняють наземну фотозйомку і аерофотозйомку.

Наземну фотозйомку проводять за допомогою фототеодолітів (сполучення теодоліта і фотоапарата).

Аерофотозйомка виконується за допомогою аерофотоапаратів (АФА), які встановлюють на борту літака.

На основі фотознімків місцевості одержують карти і плани за допомогою фотограмметрії, яка визначає форми, розміри і положення предметів за їхнім фотографічним відображенням. При цьому розглядають форми і розміри об’єктів, предметів на площині (фотограмметрія), а також форми і розміри об’єктів у просторі (стереофотограмметрія).

Стереофотограмметричний спосіб передбачає використання двох фотознімків однієї ж тієї місцевості (знімки, які перекриваються називаються стереопарами), які знайдені за різними точками фотографування.

Під час фотограмметричних робіт вимірювання на фотознімках виконують у камеральних умовах.

Відстань між двома точками фотографування називають базисом фотографування.

Під час аерофотозйомки знімки місцевості одержують аерофотоапаратами.

Найчастіше застосовують знімки розмірами 18 см × 18 см, 18 см × 24 см, 30 см × 30 см.

Для фотограмметричних робіт, які виконують після фотозйомки місцевості, необхідно знати положення головної точки знімка. Для цього прикладна рамка має чотири координатні мітки, відображення яких одержують при експонуванні на негативі і далі на контактному відбитку.

Головна точка  $O$  знімка повинна знаходитись на перетині прямих, з'єднуючих протилежні мітки знімка.

Аерофотозйомку називають плановою, якщо її виконують за прямовисного положення оптичної осі фотоапарата. Для топографічних зйомок це найбільш сприятливий випадок. За планової зйомки відхилення осі фотоапарата від вертикалі повинно бути меншим  $3^\circ$ .

За більших кутів відхилення зйомку називають перспективною. Розрізняють аерофотозйомку, виконану одиночними знімками, маршрутами і аерофотозйомку площ.

При аерофотозйомці маршруту з'єднані повинні перекриватись не менш як на 60 %. Перекриття знімків уздовж маршруту називають поздовжнім. Перекриття двох сусідніх маршрутів при аерофотозйомці площин називають поперечним, величина якого повинна бути 30–40 %.

Якщо висота фотографування невідома, то масштаб аерофотознімка можна визначити як частку від ділення відстаней, виміряних між двома точками знімка і відповідними точками місцевості.

За наземної стереоскопічної зйомки фотографування виконують з двох кінців базису. Центр лівого об'єктива приймають за початок координат просторової фотограмметричної системи. Вісь абсцис проходить через центр правого об'єктива, за вісь ординат приймають напрям оптичної осі фотокамери, вісь  $Z$  – вертикальна, проходить через центр лівого об'єктива. Обчислення просторових координат окремих точок – трудомісткий процес. Тому цю роботу виконують на універсальних приладах (стереоавтографах, які дозволяють автоматично одержувати планове положення точок на планшеті або креслити горизонталі).

## 10 ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ ВИШУКУВАННЯ

### 10.1 Завдання інженерно-геодезичних вишукувань

Складанню проєкту на будівництво споруд передують інженерні вишукування, тобто великий комплекс польових, камеральних і лабораторних робіт, під час яких вивчаються умови будівництва і експлуатації майбутньої інженерної споруди.

Програма інженерних вишукувань включає економічні, інженерно-геодезичні, інженерно-геологічні, гідрологічні, гідрогеологічні, кліматологічні, ґрунтові розвідування родовищ місцевих будівельних матеріалів, дослідження існуючих інженерних споруд та збір початкових даних для складання проєкту організації будівництва і кошторису.

До складу інженерно-геодезичних вишукувань входять: створення опорних геодезичних мереж; виконання топографічних зйомок, зйомок мереж підземних і повітряних комунікацій; розв'язання питань забезпечення будівництва електроенергією, водою, газом і місця прилягання під'їзних до доріг загальної мережі (узгоджують з іншими організаціями).

Зміст і методика інженерно-геодезичних вишукувань обумовлюють стадії складання проєкту. На першій стадії проєктування розробляють проєкт, який вивчає економічну доцільність і технічні можливості будівництва, а також його кошторис. Згідно з цією стадією вишукування зводять до вивчення району будівництва і прилеглих до нього територій на топографічних картах, аерофотознімках і профілях.

Друга стадія складання проєкту – це робоча документація, яку виконують на основі затвердженого проєкту і яка вміщує деталі елементів споруд, висвітлює методику геодезичних робіт на будівельному майданчику.

Інженерно-геодезичні вишукування – це перший етап геодезичного обслуговування будівництва.

Паралельно з проєктуванням споруд проводять геодезичну підготовку проєкту, необхідну для правильного розміщення в плані головних і основних осей будови.

Головня осі – це взаємно перпендикулярні осі симетрії споруди I-I і II-II, а основні – лінії А-А, В-В, I-I, 2-2, які створюють контур споруди (рис. 10.1). У межах цього контуру проходять паралельні основним осям

поздовжні і поперечні проміжні осі, які визначають положення внутрішніх частин споруди. Для геодезичного контролю за установкою обладнання використовують монтажні осі, які зміщені паралельно розбивочним.

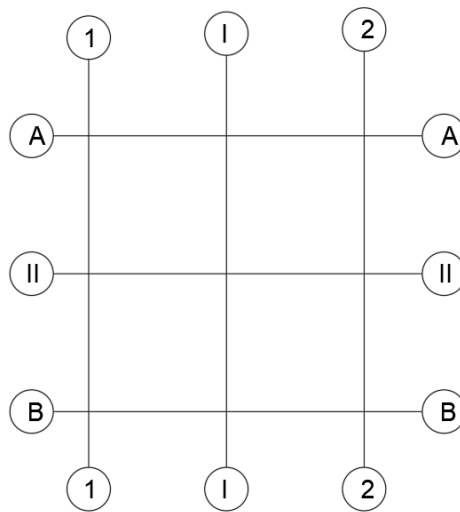


Рисунок 10.1 – Осі споруд

Геодезична підготовка складається з обчислення координат перетину осей споруди у прийнятій системі координат. Інколи для геодезичної підготовки проекту достатньо визначити лінійні і кутові величини, які характеризують положення проєктованої споруди відносно існуючих споруд. Перенесення проєкту будівництва в натуру здійснюється шляхом геодезичних розбивочних робіт. На першій стадії на місцевість виносять і закріплюють головні осі споруди, які утворюють геодезичну розбивочну основу. Після завершення нульового циклу пункти розбивочної основи переносять на початковий горизонт споруди – блоки фундаментів, бетонну підготовку або перекриття підвалів, а потім, в міру того як іде зведення споруди, проєктують ці пункти на монтажні горизонти, тобто на опорні площадки несучих конструкцій кожного його поверху. Процес будівництва супроводжують геодезичними контрольними вимірюваннями і закінчують виконавчою зйомкою споруди, фіксуванням допущених відхилень від проєкту. Нарешті геодезичні методи спостережень дозволяють виявити деформації і зміщення споруди в період експлуатації.

Вибір масштабу топографічних зйомок визначають залежно від стадій і способів проєктування, щільності і характеру забудови, контурів ситуації, типів проєктованих споруд.

Точність зображення рельєфу на плані пов'язана з його масштабом.



Розробка генерального плану промислового підприємства або міста на першій стадії проектування потребує наявності топографічних планів у масштабі 1 : 500 з висотою перерізу рельєфу 1-2 м. Для складання робочої документації об'єктів промислового і цивільного будівництва потрібні плани масштабів 1 : 500–1 : 2000 з перерізом рельєфу 0,25–0,50.

У великих містах плани в масштабах 1 : 2 000 і 1 : 5 000 подаються у вигляді документів обліково-довідкового характеру.

Точне планове розміщення підземних мереж із позначками закладання споруд і повними технічними характеристиками наносять на плани масштабів в 1 : 500–1 : 1 000, а в окремих випадках і масштабу 1 : 100, 1 : 200.

## **10.2 Геодезичні роботи при вишукуванні споруд лінійного типу**

Основне завдання інженерно-геодезичних вишукувань для проектування споруд лінійного типу незалежно від їхнього призначення зводиться до визначення на місцевості осі споруди (траси) у плані і по висоті.

Спочатку на карті дрібного масштабу виконують камеральне трасування дороги, тобто помічають у першому наближенні найбільш доцільний її напрям. Потім можливі варіанти траси вивчають на планах великих масштабів (1 : 500–1 : 10 000) і обирають оптимальний варіант.

Зазвичай трасу проєктують, обходячи різні перешкоди – житлові квартали, болота та ін., забезпечуючи мостові переходи в найбільш вузьких місцях ріки, зменшуючи ухил дороги і т. п.

У процесі польового трасування затверджений варіант переносять на місцевість по координатах вершин кутів повороту або за даними їхньої прив'язки до місцевих предметів.

На трасі створюють теодолітний хід. Уздовж траси розбивають пікетаж, для чого від її початкового пункту, який називають нульовим пікетом, послідовно відкладають по 100 м. Кінці кожного з них закріплюють дерев'яними кілками – пікетами, скорочено позначають ПК0, ПК1, ПК2 і т. д. За такого позначення номер пікету вказує відстань у сотнях метрів від початку траси.

Крім того, кілками закріплюють перехили схилів, пересічення траси ріками, дорогами, підземними і наземними комунікаціями. Положення

кожної з таких точок, які називають плюсовими, визначають відстанню до ближнього пікету.

Для забезпечення плавного руху транспорту в місцях повороту траси її суміжні прямі ділянки сполучають кривими, найчастіше дугами кола визначеного радіуса. Якщо траса проходить по косогору з поперечним уклоном більше 0,2 на місцевості розбивають перпендикулярні до траси лінії – поперечники, довжини яких залежать від ширини дороги. При розбивці поперечника закріплюють кілками його кінці, точки пересікання з трасою і перехил схилів. Водночас із розбивкою пікетажу і кривих проводять зйомку ситуації в полосі шириною по 200 м з кожної сторони траси. Результати зйомки заносять у пікетажний журнал (рис. 10.2), де траса зображується умовно у випрямленому вигляді, а кути повороту – стрілками. Пікетажний журнал ведуть у великому масштабі, наприклад 1 : 2 000. У випадку складної ситуації і рельєфу з великою кількістю плюсових точок застосовують великий масштаб; для місцевості з одноманітною ситуацією і слабо вираженим рельєфом масштаб пікетажного журналу зменшують.



Рисунок 10.2 – Пікетажний журнал

У кінці вишукувань виконують технічне нівелювання траси в прямому і зворотному напрямках. У прямому ході нівелювання пікети, плюсові точки, головні точки кривої і поперечники; у зворотному – лише пікети.

Під час нівелювання траси нівелір установлюють між пікетами і беруть відліки по чорним і червоним сторонам рейок, які стоять на пікетах. Плюсові точки, вісь і кінці, а також головні точки кривої нівелюють, відліки беруть лише по чорній стороні рейки. Іноді під час нівелювання крутих схилів не можна зробити відліки на рейках, які встановлені на пікетах, бо візирний промінь проходить або вище, або нижче рейки.

У таких випадках для зв'язку двох пікетів використовують плюсові точки або вибирають одну чи декілька допоміжних точок, які називають іксовими; за їхньою допомогою передають позначки із заднього пікету на передній.

Необхідною умовою польового трасування є прив'язка траси до реперів державного нівелювання. Допустима нев'язка в перевищеннях, мм, обчислюється за формулою  $f_h = 50\sqrt{L}$  (де  $L$  – довжина траси, км).

Згідно з даними нівелірного і пікетажного журналів складають поздовжній профіль траси.

### 10.3 Розбивка кругових кривих. Винесення пікетів на криву

Щоб розбити кругову криву, достатньо визначити на місцевості положення трьох її точок (рис. 10.3): початок А, середина В і кінець С (скорочено ПК, СК і КК).

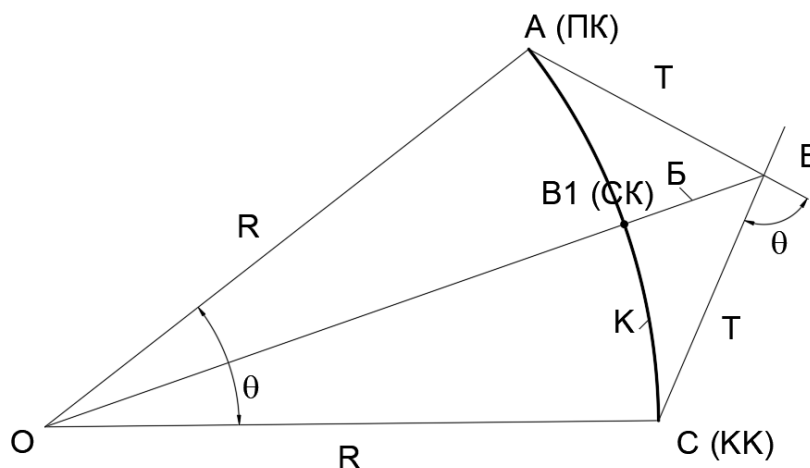


Рисунок 10.3 – Кругова крива

Для цього від вершини кута В необхідно відкласти відрізки  $BA = BC = T$ , а вздовж бісектриси кута  $180^\circ - \theta$  – відрізок Б. Ці відрізки позначають відповідно Т і Б і називають тангенсом і бісектрисою кривої. Крім того, необхідно знати довжину кривої К і величину доміру Д, тобто різницю між двома тангенсами і довжиною кривої. Ці елементи кривої можуть бути знайдені за виміряним кутом  $\theta$  і заданим проектним радіусом R:

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}; \quad B = R \left( \operatorname{sek} \frac{\theta}{2} - 1 \right)$$

$$K = R \frac{\theta}{\rho}; \quad D = 2T - K \quad (10.1)$$

Практично всі ці елементи вибирають із спеціальних таблиць за аргументами  $\theta$  і  $R$ .

Відстані на трасі рахують за кривими, а розбивку пікетажу ведуть уздовж тангенсів, а щоб знайти різницю між довжиною двох тангенсів і кривою, всі пікети за вершиною кута зміщують на величину  $D$ .

Для великих радіусів кривих довжин тангенсів можуть досягти кількох сотень метрів, і вести розбивку початку і кінця кривої від вершин кута стає незручним. Тому обчислюють головні точки кривої в пікетажних позначаннях:

$$ПК = ВК - T$$

$$КК = ПК + K = ВК + T - D \quad (10.2)$$

Наприклад:  $R = 100$  м;  $\theta = 38^\circ 34'$ ;  $ВК = ГК 3 + 34,5$  м;

$T = 34,99$  м;  $K = 67,31$  м;  $D = 2,67$  м.

знаходимо:

$ПК = ГК 3 + 34,50 - 34,99 = ГК 2 + 99,51$  м;

$КК = ГК 2 + 99,51 + 67,31 = ГК 3 + 66,82$  м;

контроль:  $КК = ГК 3 + 34,50 + 34,99 - 2,67 = ГК 3 + 66,82$  м.

З прикладу видно, що розбивку початку і кінця кривої можна звести до відкладання відстаней 99,51; 66,82 м відповідно від  $ГК 2$  і зміщеного на величину доміру  $ГК 3$ .

Всі пікети, які знаходяться на тангенсах, мають бути перенесені на криву. Для цього необхідно визначити їхні прямокутні координати відносно умовного початку, розміщеного на початку або в кінці кривої. Нехай на криву радіуса потрібно винести пікет на номерком  $n$ , попередній пікет  $n - 1$  знаходиться на відстані  $l$  від початку кривої (рис. 10.4).

По довжині дуги  $K = 100$  м -  $l$  і радіусу прямокутні координати пікету обчислюють за формулами:

$$x_n = R * \sin \varphi$$

$$y_n = 2R * \sin^2 \varphi / 2 \quad (10.3)$$

де  $\varphi = \frac{K}{R} \rho$ .

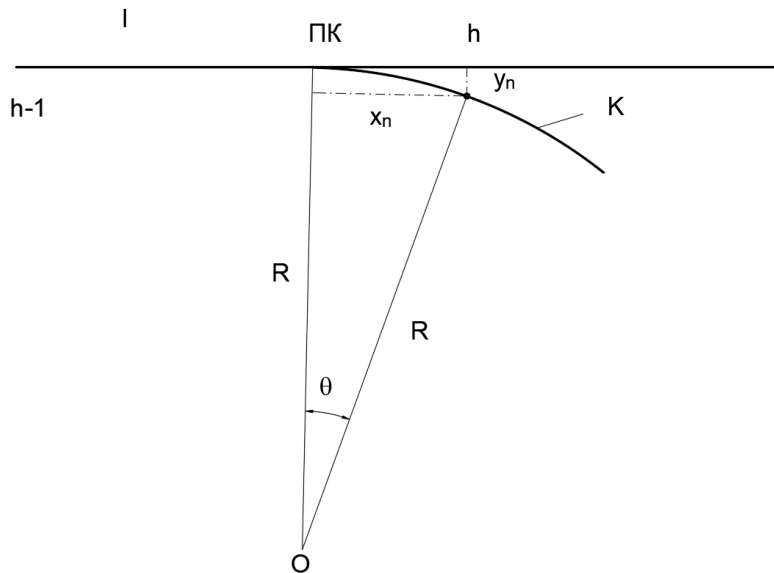


Рисунок 10.4 – Винесення пікету на криву

Таким чином, для виносу пікету на криву необхідно відкласти від початку кривої ПК взаємно перпендикулярні відрізки  $x$  і  $y$ ; пікети, які розміщені за вершиною кута, виносять на криву від її кінця.

#### 10.4 Детальна розбивка кругових кривих

Для виносу траси на місцевість трьох головних точок кривої недостатньо. Необхідно побудувати декілька додаткових точок, і при цьому так часто, щоб проміжки між ними можна було практично рахувати відрізками прямих. Для кривих радіуса менше ста метрів цей проміжок приймають рівним 5 м, при радіусі 100 – 500 м і більше 500 – 20 м.

Найрозповсюдженішими способами детальної розбивки кривих є спосіб прямокутних координат і продовження хорд.

Спосіб прямокутних координат. За початок координат в умовній системі приймають початок кривої ПК; за вісь абсцис – тангенс Т (рис. 10.5).

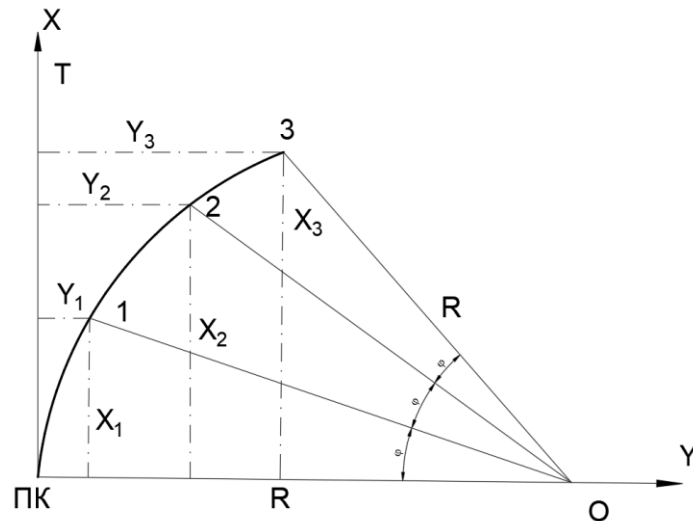


Рисунок 10.5 – Детальна розбивка кривої способом прямокутних координат

Координати точок кривої 1, 2, 3 і т. д. обчислюють за формулами:

$$x_1 = R * \sin \varphi \quad y_1 = 2R * \sin^2 \frac{\varphi}{2}$$

$$x_2 = R * \sin 2\varphi \quad y_2 = 2R * \sin^2 \varphi \quad (10.4)$$

$$x_3 = R * \sin 3\varphi \quad y_3 = 2R * \sin^2 \frac{3\varphi}{2} \text{ і т. д.}$$

де  $\varphi = \frac{K}{R} * \rho$ .

Побудова точок 1, 2, 3 і т. д. виконується так само, як і при виносі пікету на криву. Перевага цього способу в тому, що кожену точку виносять окремо, а це виключає нагромадження помилок, але швидке зростання від точки до точки ординат робить неможливим використання способу прямокутних координат в утруднених для вимірювань умовах.

Спосіб продовжених хорд. Задаються інтервалом S детальної розбивки кривої радіуса R й обчислюють кут за формулою:

$$\sin \frac{\varphi}{2} = S/2R \quad (10.5)$$

Користуючись формулами (10.4), обчислюють координати точки 1, яку розбивають способом прямокутних координат (рис. 10.6). Потім на продовженні першої хорди відміряють відрізок S і закріплюють точку 2.

Утримуючи кінець стрічки в точці 1, визначають положення точки 2 лінійною засічкою радіусами S (стрічка) і d (рулетка).

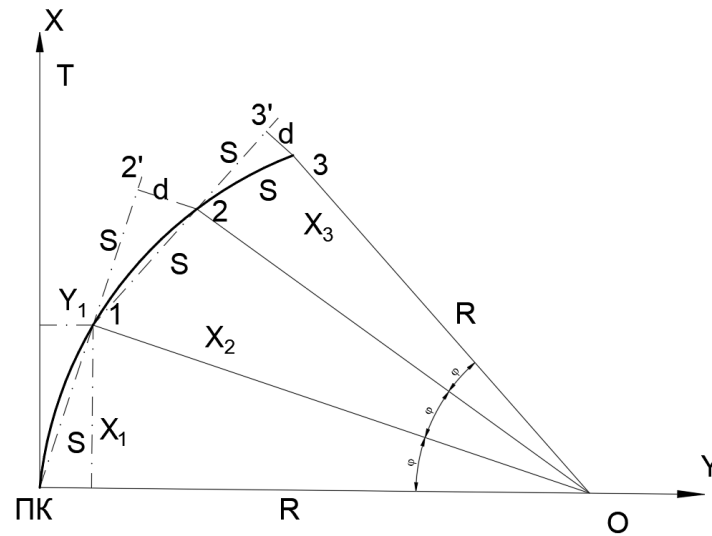


Рисунок 10.6 – Розбивка кривої способом продовження хорд

Знову відкладають відрізок S на продовженні хорди 1-2. З точок 2 і 3 на пересіченні дуг радіусів S і d визначають положення точки 3 і т. д. Величину відрізка d, яка є постійною для всіх точок кривої, обчислюють за формулою:

$$d = \frac{S^2}{R} \quad (10.6)$$

Цей спосіб зручний тим, що всі вимірювання виконуються недалеко від кривої, що дозволяє його використання на забудованій території, залісеній місцевості, тобто там, де спосіб прямокутних координат непридатний. Основним недоліком цього способу є швидке накопичення похибок розбивки в міру того, як зростає кількість точок розбивки.

# 11 ЕЛЕМЕНТИ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНОГО ПРОЄКТУВАННЯ

## 11.1 Загальні відомості про проєкт виконання геодезичних робіт

Одночасно з проєктуванням генерального плану розробляють проєкт виконання геодезичних робіт (далі – ПВГР).

У першому розділі проєкту висвітлюють загальні принципи організації геодезичних робіт на будівельному майданчику: приводять технологічну схему і календарний план виконання робіт з указівкою видів геодезичних вимірювань, графік використання приладів і обладнання, кошторисно-фінансові обчислення і техніко-економічне обґрунтування ПВГР.

У другому розділі проєкту вміщують відомості про виконання основних геодезичних робіт: схеми побудови основних планової і висотної опорних мереж для розбивки споруд і способів закріплення їхніх пунктів, обчислення відповідної точності вимірювання, вибір і обґрунтування методів вимірювань і обробки їхніх результатів.

Третій розділ присвячено геодезичному обслуговуванню циклу будівництва: способи розбивки елементів підземної частини будови і контролю їхнього монтажу з попереднім обчисленням точності геодезичних вимірювань, методи виконавчої зйомки змонтованих конструкцій і типи монтажних знаків, які закріплюють положення винесених у натуру частин будови.

Останній розділ проєкту висвітлює питання геодезичного забезпечення будівництва наземної частини споруди: методику створення і способи управління геодезичної основи на початковому і монтажному горизонтах споруди з обчисленням точності вимірювань, обґрунтування способів передачі осей і позначок на монтажні горизонти з достатньою точністю робіт, вказівками про необхідну точність і методи детальних розбивочних робіт і контролю змонтованих конструкцій за їхньою виконавчою зйомкою та складання відповідної документації.

Якщо необхідні спостереження за деформаціями споруд, у відповідному розділі ПВГР наводять дані попереднього розрахунку точності геодезичних вимірювань, схеми планово-висотної основи, типи деформаційних марок і реперів, а також методи математичної обробки результатів вимірювань та їхнього графічного оформлення.



## 11.2 Проектування поздовжнього профілю автомобільної дороги

Установлення положення автодороги на поздовжньому профілі відносно поверхні Землі (або, інакше, проектної лінії) виконують дотримуючись технічних умов, головною з яких є додержання граничного поздовжнього уклону, який для доріг з високою інтенсивністю руху не повинен перевищувати 0,040 – 0,050; для доріг місцевого значення 0,060 – 0,090.

Вимогам забезпечення стійкого земляного полотна від снігових і піщаних заносів краще за все відповідає розміщення дороги на насипу. Але на пересіченій місцевості для зменшення поздовжніх уклонів дорогу проектують по січній, зрізуючи підвищені місця рельєфу. У цьому випадку проектну лінію наносять за умовою нульового балансу земляних робіт, тобто компенсацію об'ємів насипів і виїмок.

Положення дороги на профілі визначають також точками, які суворо фіксовані по висоті: початок і кінець траси, її пересічення з існуючими залізницями та автомобільними дорогами, висота проектної лінії над поверхнею води при переході через водотоки.

Від цих точок, які називають контрольними, і починається нанесення проектної лінії на профіль.

Знаючи позначку контрольної точки  $H_1$ , знаходять проектну позначку  $H_2$  за формулою:

$$H_2 = H_1 + h = H_1 + id \quad (11.1)$$

де  $h$  – перевищення між точками;  $i$  – проектне значення уклону;  $d$  – відстань між точками.

Різницю між проектною позначкою землі на осі дороги називають робочими позначками. Додатні робочі позначки виражають висоту насипу, від'ємні – глибину виїмки. Між двома точками профілю з робочими позначками різних знаків  $h_1$  і  $h_2$  заходиться точка нульових робіт  $O$ . Її відстань  $x$  від ближньої точки обчислюють за формулою:

$$x = d \frac{|h_2|}{|h_1| + |h_2|} \quad (11.2)$$

Наприклад, для точки нульових робіт, яка розміщується між ГК 2 + 81

і ГК 3 (рис. 11.1), знаходимо  $x = 19 * 0,72 / (0,48 + 0,72) = 11,4$  м.

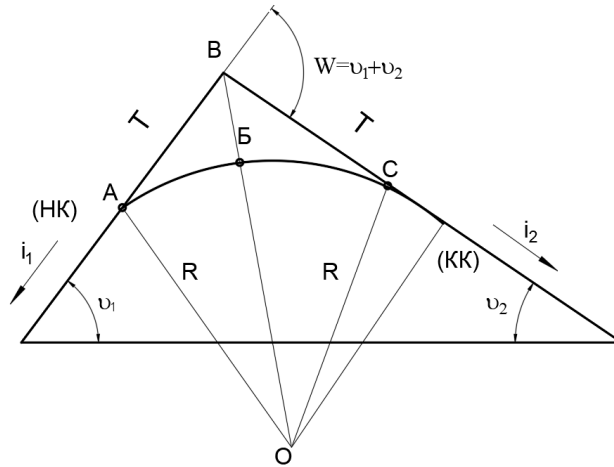


Рисунок 11.1 – Вертикальна крива

На переломах проектної лінії профілю автодороги передбачають вставку вертикальних кривих, які забезпечують плавність руху, а також видимість дороги і зустрічного транспорту.

Якщо  $R$  – радіус вертикальної кривої,  $i_1$  та  $i_2$  – зустрічні уклони,  $\nu_1$  та  $\nu_2$  – відповідні кути нахилів (рис. 11.1). то з рисунка витікає:

$$T = R \frac{i_1 + i_2}{2}; \quad B = T^2 / 2R; \quad K = R(i_1 + i_2) \quad (11.3)$$

Детальну розбивку вертикальних кривих виконують за способом прямокутних координат: задають значення абсцис і обчислюють відповідні ординати за формулою:

$$y = x^2 / 2R. \quad (11.4)$$

Значення бісектриси й ординат вводять як поправки в проектні позначки профілю з плюсом для увігнутих і з мінусом для вигнутих кривих.

Значення елементів вертикальних кривих, а також координат  $x$  і  $y$  вибирають зі спеціальних таблиць.

## 12 ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ В БУДІВНИЦТВІ

### 12.1 Елементи геодезичних розбивочних робіт

Розбивка споруди або перенесення її проєкту в натуру – це комплекс геодезичних робіт із визначення на місцевості положення майбутньої споруди в плані і по висоті.

За своєю суттю розбивочні роботи – це процес, протилежний зйомці.

Перенесення проєкту в натуру виконують у декілька стадій від пунктів геодезичного обґрунтування.

У першій стадії розбивки, яку називають основними геодезичними роботами, виносять у натуру головні й основні осі споруд.

Друга стадія – детальна розбивка, тобто від закріплених на місцевості головних і основних осей споруд розбивають проміжні (поздовжні і поперечні) осі споруд і визначають висотне положення окремих її елементів.

Третя або заключна стадія – виконують розбивку монтажних осей; контролюють установлення технічного обладнання в проєктне положення.

Прийнято, що середня квадратична похибка положення будівельної конструкції  $m = \frac{1}{3} \Delta$  ( $\Delta$  – допуск на установку конструкції). Крім того,

величина  $m_T$ , будівельних і монтажних робіт  $m_\delta$  і технологічних обставин

$m_T$ , тобто

$$m = \sqrt{m_\Gamma^2 + m_\delta^2 + m_T^2} \quad (12.1)$$

Вважаючи, що кожний член правої частини цієї формули однаково впливає на сумарну помилку  $m$ , знайдемо:

$$m_\Gamma = m_\delta = m_T = m/\sqrt{3} = \Delta/3\sqrt{3} = 0.2 \Delta \quad (12.2)$$

Таким чином, похибка детальної розбивки не повинна перевищувати 20 % величини попуску на відхилення конструкції від проєктного положення.

1. Перенесення в натуру проектної лінії. Довжини проектних ліній – це їхні горизонтальні проєкції. Тому, переносячи їх на місцевість, потрібно вводити поправку на нахил місцевості:

$$D = d / \cos \nu = (d + \frac{h^2}{2d})$$

Крім того, при високоточних вимірюваннях і великих довжинах ліній враховують поправки на компарування і температуру мірного приладу. Отже, загальна довжина відкладуваної лінії на місцевості проектної лінії

$$D = d + \frac{h^2}{2d} + \alpha d(t - t_0) + d * \frac{l - l_0}{l} \quad (12.3)$$

де  $h$  – перевищення між кінцями лінії;

$\alpha$  – коефіцієнт лінійного розширення сталі;

$t, t_0$  – температура вимірювань і компарування;

$l$  – фактична довжина рулетки;

$l_0$  – номінальна довжина рулетки.

2. Розбивка проектного горизонтального кута. Для перенесення проектного кута в натуру потрібно мати позначеною на місцевості його вершину і одну із сторін. Для цього над вершиною, наприклад А (рис. 12.1), установлюють теодоліт і орієнтують його лімб на точку В.

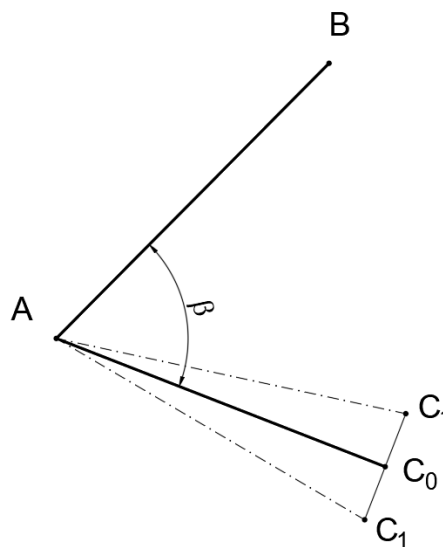


Рисунок 12.1 – Перенесення в натуру проектного кута

Потім відкріплюють алідаду і повертають її на задній кут  $\beta$  і за заданим напрямом установлюють віху  $C_1$ . Трубу переводять через зеніт і в тому ж порядку задають напрям під кутом  $\beta$  за іншого положення вертикального кола. При цьому можуть виникати похибки, внаслідок чого другий напрям не збігатиметься з першим. Його закріплюють віхою  $C_2$ . Відстань  $C_1-C_2$  ділять пополам і знаходять середню точку  $C$ . Напрямом  $AC$ , отже і кут  $BAC$ , беруть за остаточні. Для контролю кут  $BAC$  вимірюють і точку  $C$  закріплюють.

Іноді, розбиваючи основні осі споруд, потрібно перенести кути в натуру з більшою точністю, ніж точність теодоліта. У цьому випадку кут переносять способом редукування (рис. 12.2). Описаним вище способом від лінії  $AB$  за даним кутом  $\beta_0$  задають напрям  $AC_1$ . Потім побудований кут вимірюють багаторазово, вивчають його середнє значення  $\beta$  і різницю кутів

$$\Delta\beta = \beta - \beta_0$$

по якій визначають лінійний елемент  $q$  редукування  $\Delta\beta$ :

$$q = L * \frac{\Delta\beta''}{\rho''} \quad (12.4)$$

де  $L$  – довжина лінії  $AC$ .

Відкладаючи за перпендикуляром до лінії  $AC$  величину  $q$ , знаходять остаточний напрям  $AC$ .

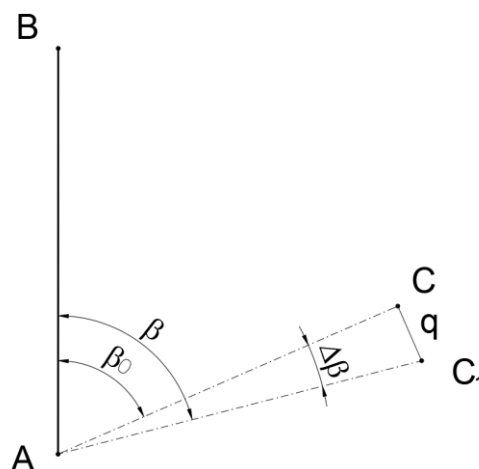


Рисунок 12.2 – Перенесення в натуру проектного кута способом редукування

3. Перенесення в натуру проектних висот точок. Це пошук на задній ділянці поверхні землі точки, позначка якої дорівнює проектній позначці  $H_0$  (рис. 12.3).

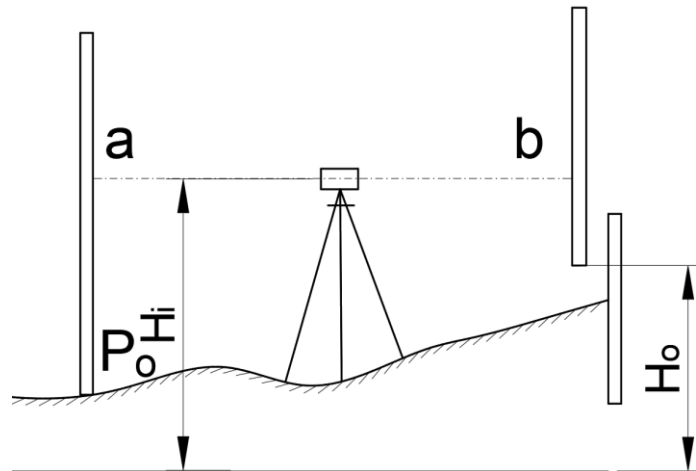


Рисунок 12.3 – Перенесення в натуру проектної висоти

Установлюють на репер з відміткою  $H_{pn}$  рейку, беруть по ній відлік

$\alpha$ . Визначають горизонт нівеліра:

$$H_i = H_{pn} + \alpha$$

і обчислюють відлік на рейці b, що відповідає проектній позначці  $H_0$ :

$$b = H_i - H_0. \quad (12.5)$$

Переміщуючи рейку вгору або вниз, установлюють на ній відлік b і фіксують положення п'ятки рейки, що відповідає проектній позначці. Для контролю змінюють висоту приладу і повторюють розв'язання задачі.

Для перенесення в натуру позначки дна глибокого котловану (рис. 12.4) на укосину підвішують рулетку, на репер установлюють рейку і по нівеліру беруть відлік a і b. Потім рейку установлюють на точку A в котловані, нівелір переносять у котлован і беруть відліки c і d. Згідно з рисунком необхідний відлік:

$$d = H_{pn} + \alpha - (b - c) - H_g \quad (12.6)$$

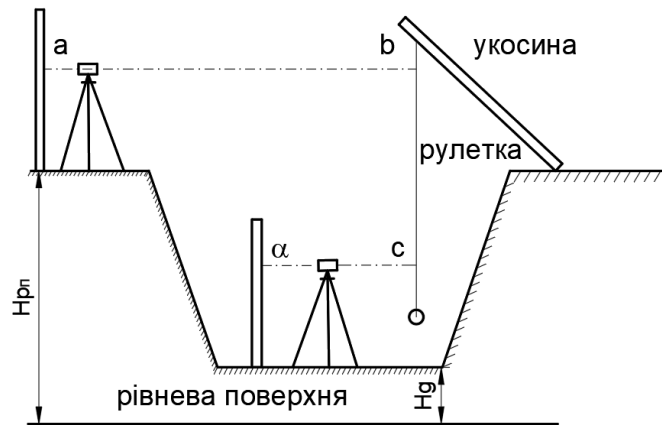


Рисунок 12.4 – Перенесення висоти на дно глибокого котловану

Для контролю вимірювання повторюють. Якщо необхідно перенести проектну позначку на високу частину споруди, то це роблять аналогічно перенесенню позначки в котлован (рис. 12.5).

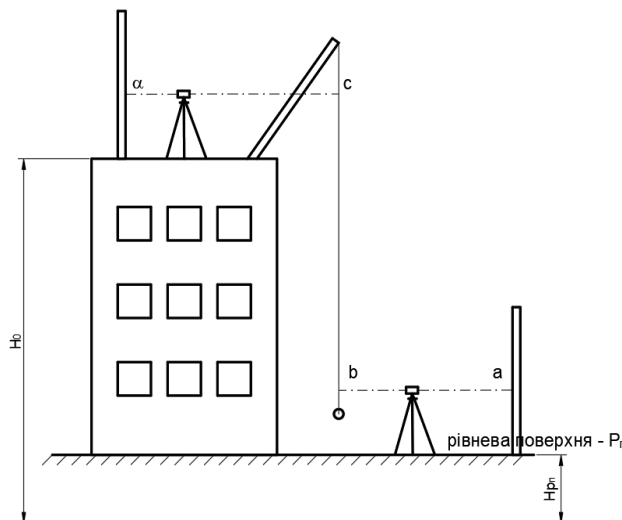


Рисунок 12.5 – Перенесення висоти на високу частину споруди

У цьому випадку необхідний відлік буде мати вигляд

$$d = H_{рп} + \alpha + (c - b) - H_0 \quad (12.7)$$

4. Перенесення в натуру лінії із заданим ухилом. Наприклад, на місцевості від точки А з позначкою  $H_A$  необхідно визначити напрям із заданим ухилом  $i$  (рис. 12.6). Для розв'язання цієї задачі між точками А і В устанавлюють нівелір так, щоб два його піднімальні гвинти були паралельними заданому напрямку. Від ближнього репера виносять у натуру

проектні позначки точок А і В, тобто  $H_A$  і  $H_B$ .

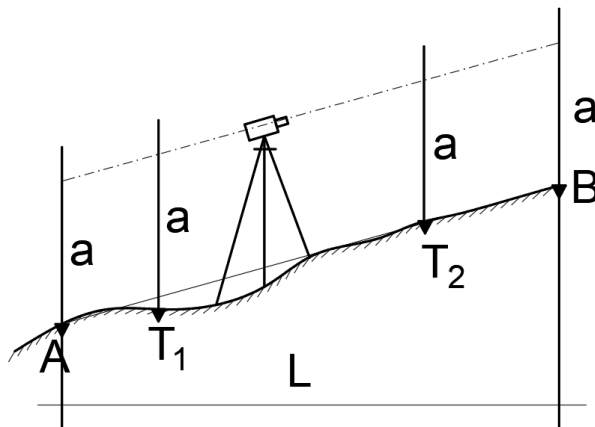


Рисунок 12.6 – Розбивка лінії за заданим ухилом

Проектну позначку обчислюють за формулою:

$$H_B = H_A + i * L \quad (12.8)$$

Потім піднімальними гвинтами нахиляють трубу нівеліра до тих пір, поки відліки на рейках у точках А і В не стануть однаковими ( $d$ ). У результаті візирна лінія буде паралельною лінії із заданим ухилом  $i$ . Проміжні точки лінії визначають установленням рейки в точках  $T_i$  і одержанням на них відліку  $a$ .

Цю задачу можна виконати й за допомогою теодоліта: розміщують теодоліт у точці А, яка установлена на проектну позначку  $H_A$ , вимірюють його висоту  $a$ , обчислюють відповідний заданому нахилу кут  $v$ , який установлюють на вертикальному колі з урахуванням місця нуля, а потім переміщують рейку по вертикалі на другому кінці лінії, поки відлік на рейці не стане рівним  $a$ , і фіксують п'ятку рейки. У такий же спосіб визначають положення проміжних точок лінії.

## 12.2 Способи розбивки споруд

Основними способами розбивки споруд є способи полярних координат, прямокутних координат, лінійної, кутової і створної засічок.

1. Спосіб полярних координат доцільно застосовувати, коли є достатньо густа опорна мережа, за складної ситуації й значній розосередженості проектних точок.

Спочатку виконують геодезичну підготовку проекту; для цього за заданими (або визначеними графічно) координатами  $x_c$ ,  $y_c$  точки С споруди



(рис. 12.7) і відомими координатами  $x_1, y_1$  пункту розбивочної основи обчислюють розбивочні елементи:

$$\operatorname{tg} \alpha_{I-C} = (y_C - y_I) / (x_C - x_I)$$

полярну відстань

$$l_{I-C} = (y_C - y_I) / \sin \alpha_{I-C} = (x_C - x_I) / \cos \alpha_{I-C}$$

полярний кут

$$\varphi_C = \alpha_{I-II} - \alpha_{I-C}$$

Положення точки С на місцевості визначають так: установлюють теодоліт на пункт І і відкладають від напрямку І-ІІ кут  $\varphi_C$  і відстань  $l_{I-C}$ .

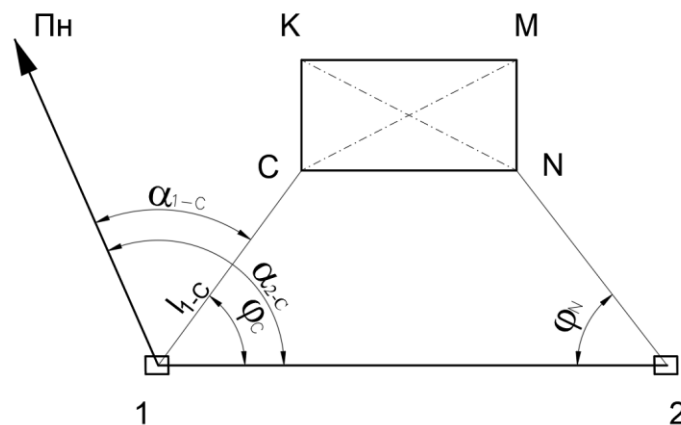


Рисунок 12.7 – Розбивка споруди способом полярних координат

Аналогічно обчислюють розбивочні елементи й для інших точок. Після закріплення на місцевості точок К, М, N контролюють розбивку вимірюванням діагоналей KN, CM, які повинні бути рівними між собою і дорівнювати їх теоретичним значенням.

Точність розбивки точки полярним способом визначається за формулою:

$$m = \sqrt{m_l^2 + \left( \frac{m_\varphi^2}{\rho^2} \right) * l^2 + m_\phi^2} \quad (12.9)$$

де  $m_l$ ,  $m_\varphi$  – відповідно середні квадратичні похибки відкладень відстаней

$l$  і кута  $\varphi$ ;

$m_\varphi$  – середня квадратична похибка фіксування точок на місцевості.

2. Спосіб прямокутних координат. Застосовують за наявності побудованої на місцевості будівельної сітки. У цьому випадку розбивочними елементами є прирости координат  $\Delta x$ ,  $\Delta y$  (рис. 12.8), обчислені як різниця координат визначуваної точки і ближньої вершини будівельної сітки. Наприклад, для перенесення в натуру точки I від центра знака А відкладають відрізок  $\Delta y$ , кінець якого М закріплюють. У точці М установлюють теодоліт і при двох положеннях вертикального круга будують перпендикуляр до лінії АВ, за напрямом якого відкладають величину  $\Delta x$  і закріплюють точку I, а на подовженні цього перпендикуляра відкладають відрізок  $\alpha$  і закріплюють точку 3 і т. д.

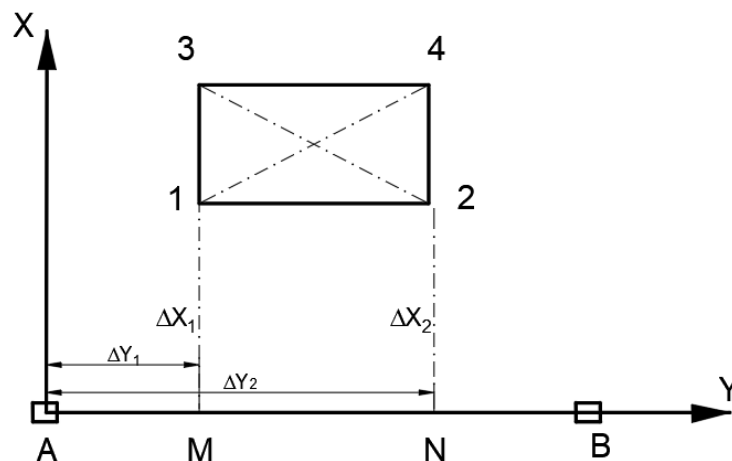


Рисунок 12.8 – Розбивка споруди способом прямокутних координат

Середня квадратична похибка розбивки точки способом прямокутних координат визначається за формулою:

$$m = m_{\Delta x}^2 + m_{\Delta y}^2 + \left( \frac{m_{90^\circ}^2}{\rho^2} \right) * \Delta x^2 + m_\varphi^2 \quad (12.10)$$

де  $m_{\Delta x}$ ,  $m_{\Delta y}$  – середні квадратичні похибки побудови приростів координат;

$m_{90^\circ}$  – середня квадратична похибка побудови прямокутного кута;

$m_{\phi}$  – похибка фіксування точки в натурі.

3. Спосіб кутової засічки застосовують, коли від опорних точок до проектних неможливо виміряти відстані безпосередньо.

Для перенесення в натуру, наприклад точки Д (рис. 12.9), розв'язуючи обернену геодезичну задачу, визначають кут  $\beta_1$ .

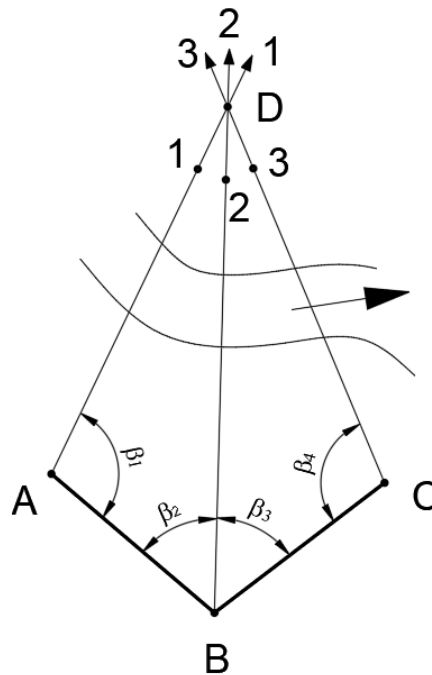


Рисунок 12.9 – Перенесення в натуру точки способом прямої кутової засічки

Установлюючи теодоліт послідовно в точках А, В і С і відкладаючи кути  $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ , задають напрям і позначають кожний з них двома віхами можливого перетину (1; 1'; 2,2'; 3,3'). Перетин цих напрямів є шуканою проектною точкою Д. Якщо напрями не перетнуться в одній точці, остаточне положення цієї точки буде в центрі трикутника похибок.

Середню квадратичну похибку кутової засічки обчислюють за формулою:

$$m = \frac{m_{\beta}}{\rho} * b \sqrt{\frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^2 (\beta_1 + \beta_2)} + m_{\phi}^2} \quad (12.11)$$

де  $m_{\beta}$  – середня квадратична похибка побудови кутів  $\beta_1$ ;

$b$  – відстань між опорними пунктами (базис).

4. Спосіб лінійної засічки застосовують у тих випадках, коли відстань між опорними і проєктними точками не більша від довжини стрічки або рулетки, а кути між напрямками на проєктні й опорні точки не менше  $40^\circ$  і не більше  $140^\circ$ . Наприклад, на рисунку 12.10 положення проєктної точки С на місцевості визначено перетином дуг, описаних радіусами з опорних точок А і В. Довжини радіуса  $AC = d_1$  і  $BC = d_2$  обчислено за координатами під час розв'язування оберненої геодезичної задачі або визначено за проєктним планом графічно.

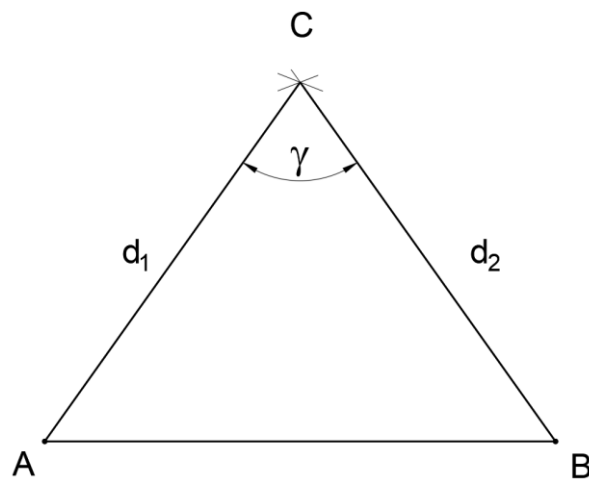


Рисунок 12.10 – Перенесення в натуру точки лінійною засічкою

Спосіб створної засічки: шукана точка С знаходиться на пересіченні двох взаємно перпендикулярних напрямів I-I, II-II. Цей спосіб широко застосовують під час розбивки споруд прямокутної конфігурації. Якщо відстань між створними точками 20–30 м, побудову створів виконують за допомогою монтажного дроту, який протягують у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

Залежно від взаємного розміщення проєктних і опорних точок, заданої точності розбивки і ступеня складності споруди розглянуті вище способи перенесення проєктів у натуру можна комбінувати, тобто застосовувати в різних поєднаннях між собою.

### 12.3 Розбивка і закріплення осей споруди

На розбивочному рисунку 12.11 зображена частина будівельної сітки, від сторін якої № 10-11 і № 11-20 необхідно перенести в натуру основні осі споруди прямокутної форми I-II-III-IV. Початковими даними

для розбивки є координати точок, які фіксують положення осей, і обчислені відстані між цими точками і вершинами сітки.

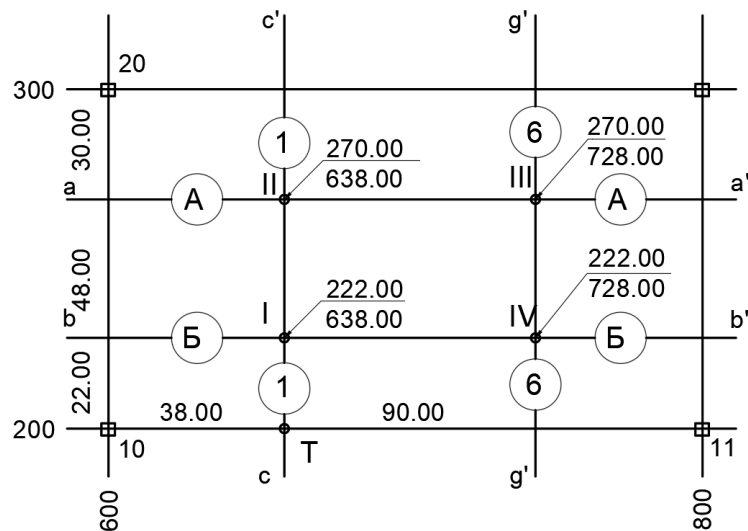


Рисунок 12.11 – Розбивка споруди від пунктів будівельної сітки

Установлюють теодоліт на пункті № 10, наводять зорову трубу на пункт № 11 і відкладають відстань  $\Delta y_1 = 38,00$  м. У закріплену тимчасовим знаком Т переносять теодоліт і за двох положень вертикального кола будують прямий кут, вздовж перпендикуляра відкладають відрізок  $\Delta x_1 = 22,00$  м, одержують точку I і закріплюють її тимчасовим знаком. По створу Т-I відкладають проектну ширину споруди 48,00 м і визначають у такий спосіб положення точки II.

Аналогічно розбивають і закріплюють точки III і IV. Розбивку осей перепроверяють прив'язкою точок II і III до відповідних пунктів № 20 і № 21, а також контрольними вимірюваннями діагоналей I-III, II-IV і прямих кутів між осями.

Для зберігання осей на період будівництва кожен з них закріплюють виносками  $a-a'$ ,  $b-b'$ ,  $c-c'$ ,  $g-g'$  і т. д. Виноски розміщують за зоною земляних робіт із таким розрахунком, щоб забезпечити можливість перенесення осей на верхні яруси споруди.

## 12.4 Геодезичні роботи під час спорудження котлованів

На цьому етапі будівництва основне геодезичне завдання – це розбивка від основних осей контуру котловану згідно з розбивочним рисунком, який визначає форму та розміри котловану за габаритом нижнього обрізу фундаменту (підвалини).

До початку виїмки ґрунту площу котловану нівелюють, установлюючи рейки в точках перетину поздовжніх і поперечних осей. За даними щоденного нівелювання складають поперечники вздовж із кожної поперечної осей і обчислюють поточні обсяги земляних робіт. Якщо глибина котловану не перевищує 2 м, нівелювання виконують з його бровки. За більшої глибини котловану на його дні закладають репер і передають на нього позначку від нівелірної мережі. Щоденний контроль обсягів земляних робіт повинен забезпечити недобір виїмки ґрунту на 10-20 см порівняно з проєктною позначкою. Залишений шар землі вибирають перед укладанням фундаменту.

Бровку траншеї для стрічкових фундаментів також розбивають від основних осей будови з передбаченим проєктом запасом по ширині для установки опалубки.

Розбивка контуру котловану під стовпчасті фундаменти виконується від центрів фундаментів, розміщення яких визначається промірами по створу основних осей споруди.

Після виймання ґрунту до проєктної позначки на дні котловану вдруге розбивають його контур.

Виконавчу зйомку котловану здійснюють шляхом промірів сталеву рулеткою від розбивочних осей до його бровок і нівелюванням дна. За результатами зйомки складають виконавчу схему котловану.

## **12.5 Геодезичні роботи під час зведення фундаментів**

Планова і висотна розбивка фундаментів – це один із відповідальних етапів геодезичного обслуговування нульового циклу будівництва. Від правильної установки фундаментів і їх закладних частин у проєктне положення залежить не тільки точність зведення всього каркасу споруди, але і його стійкість.

Склад і точність геодезичних робіт визначають типом фундаменту. Перед монтажем збірних фундаментів на їхніх блоках установочними рисками позначають положення осей. Для укладки блоків уздовж поздовжньої осі між рисками її на обносці натягують сталеві струни, на які закріплюють виски. Переміщуючи на дні котловану кутові і маячні блоки, домагаються суміщення висків з осьовими рисками блоків. Натягнувши потім по гранях укладених блоків струну, укладають по ній проміжні блоки. Правильність монтажу блоків по висоті контролюють

геометричним нівелюванням.

Якщо довжина споруди більше 50 м, розбивку осей блоків виконують за допомогою теодоліта, який установлюють над створним знаком осі, направляють трубу на протилежний створний знак або відповідну виноску осі на обносці. Блоки переміщують відповідно створу візирної осі труби до того часу, поки вертикальна нитка сітки не буде збігатися з установочною рисою блока. Укладений перший ряд блоків нівелюють, якщо відхилення позначок їхньої верхньої опорної поверхні від проектної не перевищують 10 мм, їх враховують під час влаштування горизонтального шва (постелі) для блоків наступного ряду.

Після закінчення монтажу фундаментальних блоків вивіряють їхнє положення як у плані, так і по висоті. На виконуваний схемі фундаменту показують зміщення блоків з осей і відхилення фактичних позначок блоків від проектних.

У подібний спосіб виконують розбивку польового поля підвалин, яка споруджується під фундаментами у котлованах зі слабкими ґрунтами, що складаються із забитих у ґрунт окремих палей. Центри осьових палей намічають теодолітом із закріплених осей на бровці котловану, відкладаючи сталеву рулеткою проектні відстані. Інші палі розбивають перпендикулярними промірами в обидва боки від осі.

При виготовленні фундаментів з монолітного бетону або залізобетону спочатку встановлюють опалубку, контур якої розбивають від основних осей споруди, що винесені на обноску. Внутрішня частина опалубки не повинна відхилятися від проекту на 5–10 мм. Вертикальність щитів опалубки перевіряють за виском, відхилення від вертикалі більше 5 мм на 1 м висоти опалубки не допускається. По висоті опалубку встановлюють нівелюванням від репера з точністю 3–4 мм. На стінки опалубки наносять риси розбивочних осей, а також позначки верху кладки бетону, закріплюючи їх цвяхами або зарубками.

Якщо розбивають фундаменти під сталеві колони, особливу увагу приділяють опорній поверхні фундаменту і відповідності її позначки проектній. Висока точність розбивки осей фундаментів у плані диктується необхідністю установки анкерних болтів, які скріплюють колону з фундаментом в проектне положення з похибкою не більше 5 мм.

За допомогою теодоліта, встановленого на одному із створних знаків, поздовжні і поперечні осі колон виносять на опалубку. Потім

у створі кожної осі установлюють шаблон на чотири анкерних болти (кондуктор). Кондуктор (рис. 12.12) – це жорстка металева рама, на яку нанесені установочні риски X-X', У-У' і на якій просвердлені отвори для болтів 1, 2, 3, 4. Відстань між центрами отворів дорівнює заданим проектним розмірам. Болти утримуються на кондукторі гайками, які дозволяють змінювати положення верхівки кожного болта по висоті. Установка кондуктора складається із суміщення рисок X-X', У-У' з відповідними мітками на обносці і в підніманні або опусканні болтів до проектної позначки. Вивірка анкерних болтів ще до бетонування: за допомогою виска і сталеві рулетки від струн фіксують основні осі, вимірюють відстані до центрів болтів і перевіряють правильність їхнього взаємного розміщення, позначки верхів болтів визначають нівелюванням.

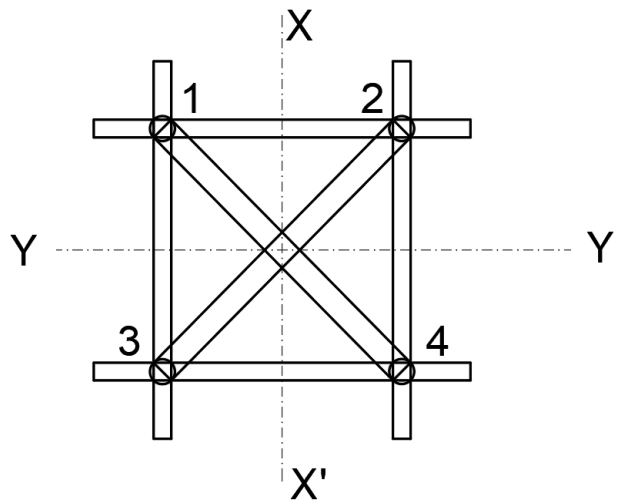


Рисунок 12.12 – Кондуктор

Результати вивірки виписують на виконавчу схему. Повторне визначення положення анкерних болтів виконують після бетонування фундаментів.

Методика розбивки під залізобетоні колони фундаментів (стаканів) аналогічна викладеній вище.

## 12.6 Проектування осей на монтажні горизонти

Для установлення будівельних конструкцій в проектне положення необхідна опорна мережа на початковому горизонті: блоках фундаментів, бетонній підготовці або перекритті підвалу. У міру зведення споруди пункти цієї мережі проєктують на опорні площадки несучих конструкцій, які називають монтажними горизонтами. Побудову опорної розбивочної





накладними рівнями і проєктувальною насадкою, що дозволяє надавати трубі більші кути нахилу.

Середня квадратична похибка проєктування точки  $a_0$  обчислюється за формулою:

$$m = \sqrt{0,25 \frac{h^2}{\rho^2} \tau^2 + \frac{400\alpha^2}{\rho^2 v^2} + m_{\Phi}^2}$$

де  $h$  – висота монтажного горизонту;

$\alpha$  – відстань від теодоліта до проєктувальної точки;

$\tau$  – ціна поділки циліндричного рівня на алідаді горизонтального круга;

$v$  – збільшення зорової труби;

$m_{\Phi}$  – середня квадратична похибка фіксації точки на перекритті.

Одним із найбільш сучасних приладів вертикального візування є автоматичний прецизійний зеніт-центр PZ $\alpha$ , виготовлений в Німеччині. Його візирна вісь автоматично установлюється в прямовисне положення маятником компенсатором з точністю 0,5'. Прилад центрується на початковій осьовій точці з похибкою не більше 0,5 мм і має горизонтальне коло з ціною поділки 10'. Відліки по колу виконують через окуляр по індексу штрихового мікроскопа.

Роботу з зеніт-центром PZ $\alpha$  виконують так: на базовому знаку спостерігач установлює прилад, а його помічник закріплює над створом у перекритті монтажного горизонту пластину з оргскла. Сумістивши з нулем лімба індекс штрихового мікроскопа і дивлячись в окуляр, спостерігач стежить за голкою, яку переміщує помічник по пластинці. У момент збігу зображення голки з центром сітки ниток спостерігач за допомогою телефону або портативної радіостанції подає команду помічнику, який наносить проєкцію центра базового знака на пластину. Проєктування повторюють тричі при відліках на лімбі 90°, 180°, 270°, а на пластинці відмічають ще три точки, створюють з першою правильний чотирикутник, геометричний центр якого приймають за проєкцію базового знака і переносять на перекриття монтажного горизонту.

Середню квадратичну похибку проєктування точок цим способом обчислюють за формулою:

$$m = \sqrt{\frac{h^2}{\rho^2} \left( 0,25\tau^2 + \frac{400}{v^2} \right) + m_{\text{ц}}^2 + m_{\text{ф}}^2} \quad (12.12)$$

Передача позначок на монтажні горизонти виконується способом, який було розглянуто раніше.

### 12.7 Геодезичні роботи під час монтажу колон

Перед установкою колони на фундамент на її грані сталевую міліметровою лінійкою або шаблоном наносять осьові риски, а також маркувальні позначки. Отже, штрих відстає від консолі колони на деяке ціле число метрів  $l$ . Після приведення дна стакана до проєктного рівня шляхом підливки цементного розчину опускають колону в стакан так, що її осьові риски сумістились з рисками на стакані. Вертикальність колон до 5 м вивіряють двома висками або рейкою з рівнями, яку прикріплюють гнучкими затискачами до ребра колони. Якщо колона вище 5 м, то її вертикальність контролюють двома теодолітами, які встановлюють у площинах поздовжньої і поперечної осей будови. Сумістивши вертикальну нитку сітки з нижньою осьовою рисою, наводять трубу на верх колони. За вказівкою спостерігача колону розвертають і нахиляють до того часу, поки риски 1 і 2 не співпадуть з вертикальною ниткою сітки.

Аналогічну вивірку виконують і другим теодолітом.

Після закріплення колон і укладення на їхніх консолях ригелів і розпірних плит положення колон може змінитись, тому їхню вивірку повторюють ще двічі до закінчення зварювання розпірних плит і стиків колон.

Монтаж колон за рядами контролюють боковим нівелюванням. Для цього розбивають лінію AA' паралельно осі колон (рис. 12.14), яка відстає від осі колон BB' на 80–100 см.

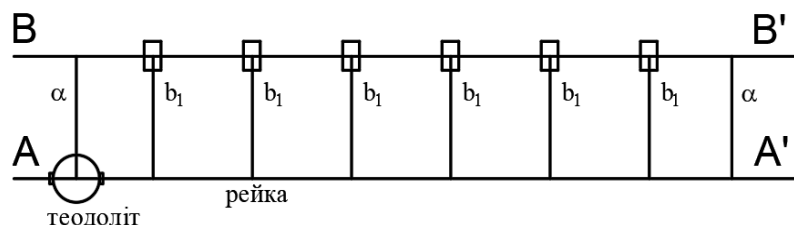


Рисунок 12.14 – Вивірка колон боковим нівелюванням

Над точкою А встановлюють теодоліт і направляють трубу по лінії

AA'. Потім до осьових рисок на верху колон по черзі прикладають рейку і по ній беруть відліки при двох положеннях вертикального круга теодоліта  $b_i$ .

Різниця між середнім відліком  $b_i$  і відстанню  $\alpha$  покаже відхилення колони від вертикалі в площині, перпендикулярній AA'. У такий саме спосіб вивіряють колони і в напрямку поперечної осі.

## 12.8 Виконавчі зйомки

Виконавча зйомка – це комплекс геодезичних робіт з метою визначення фактичного положення в плані і відносно висоти зведених будівель і споруд та їхніх конструктивних елементів. На відміну від топографічних зйомок і інших пошукових робіт, що передують будівництву, виконавчими зйомками завершують його окремі етапи.

Розрізняють поточні виконавчі зйомки, необхідні для складання виконавчих рисунків відносно циклів технологічних елементів, та зйомки для складання виконавчого генерального плану.

Звітна документація поточних виконавчих зйомок є виконавчі рисунки котлованів, фундаментів і їхніх закладних частин, схеми положення колон, підкранових балок, поверхові рисунки та ін.

Вони містять у собі дані для коректування виконаних робіт і забезпечення якості монтажу збірних конструкцій та їхніх частин.

Виконавчій зйомці другого виду належать всі закінчені будівельні об'єкти промислового, житлового і культурно-побутового призначення. Підземні і наземні споруди лінійного типу, транспортні мережі. Елементи благоустрою та вертикального планування.

За результатами цієї зйомки складають виконавчий генеральний план, який потім використовують для потреб експлуатації усього промислового або житлового комплексу, а також для його реконструкції і подальшого розвитку.

Поточну виконавчу зйомку планового положення конструкцій починають з пунктів розбивочної мережі, розбивочних осей або ліній, паралельних їм, способами прямокутних координат, лінійних і створних засічок. Висотне положення конструкцій визначають геометричним нівелюванням, а їхню вертикальність контролюють теодолітом.

На виконавчих рисунках, складених за даними поточної виконавчої зйомки, показують проєктні та фактичні розміри конструкцій, їхні

позначки відстані між осями, напрями, відхилення елементів конструкцій від проєктного положення.

Геодезичним обґрунтуванням зйомки для складання виконавчого генерального плану є пункти тріангуляції, полігонометрії, будівельної сітки, теодолітних ходів і репери ходів геометричного нівелювання. У зв'язку з тим, що під час будівництва частина цих пунктів знищується, до складу виконавчої зйомки входять також її відновлення, а в деяких випадках у створення нової схеми геодезичної розбивочної мережі.

Планове положення характерних точок об'єктів визначають способами перпендикулярів, лінійних засічок, полярним і способом створів із похибкою не більше  $\pm 10$  мм. Зйомка супроводжується обмірами кожної будівлі; її особливістю є визначення координат таких точок, як кути капітальних будівель і споруд; виходи і вершини кутів поворотів підземних комунікацій; перетин осей доріг і проїздів. Висотну зйомку цих точок, а також точок обрізів фундаментів підлог, приямків, дна лотків, трубопроводів виконують з точністю до  $\pm 5$  мм.

### **12.9 Геодезичні спостереження за зміщеннями і деформаціями інженерних споруд**

Під час проєктування інженерних споруд дійні властивості будівельних матеріалів і фактичну схему конструкцій змінюють обчисленнями. Одержані при цьому характеристики стійкості та міцності споруд мають приблизний характер. Неможливо також з точністю визначити поведження ґрунтів під спорудою. І хоч існують теоретично дані про здатність споруди витримувати передбачені навантаження, які перевіряють на моделях шляхом лабораторних випробувань і досліджень, дійсна статична робота споруди та її елементів завжди відрізняються від обчисленої. В окремих випадках ця невідповідність буває на стільки великою, що виникає просторове зміщення споруди, яке викликає її деформацію у вигляді прогинів, перекосів, тріщин і кренів. Якщо ці всі явища не будуть своєчасно виявлені і не будуть вжиті заходи до їхнього усунення, може виникнути небезпека зруйнування споруди. Тому з моменту закладання і протягом не тільки будівництва, але й експлуатації за спорудою проводять цілий комплекс натурних спостережень, у яких важливе місце відводять геодезичним вимірюванням.

Усяке просторове зміщення споруди може бути розділено на дві

складові – у плані і відносно висоти. Зміщення споруди в горизонтальній площині називають зсувом, а у вертикальній – осадкою. Для їхнього визначення в тіло споруди закладають контрольні знаки, спостереження за якими ведуть з пунктів спеціально створеної на будівельному майданчику геодезичної мережі. Ці пункти, які називають опорними, розміщують на стійких ґрунтах.

Допустимі похибки визначення зсувів і осадок не повинні перевищувати величин, які наведені в таблиці 12.1.

Таблиця 12.1 – Допустимі похибки визначення зсувів і осадок

Споруди	Допустимі похибки, мм	
	Зсув	Осадка
Бетонні споруди на скельній основі	1	1
Те саме на стиснутій основі	2	2
Земляні споруди за час будівництва	5–10	10
Те саме в період експлуатації	3–5	–
Піднімання дна будівельного котловану		
скельні ґрунти	–	1–2
стиснені ґрунти	–	5
Оповзні	10	30–50

Для вимірювання зсувів споруд застосовують, здебільшого, створний, тригонометричний способи та спосіб окремих напрямків.

Створний спосіб – це вимірювання зміщення контрольного знака від створу за допомогою теодоліта і марки, встановленої на контрольному знаку.

Тригонометричним способом користуються тоді, коли опорні пункти розміщені на різних рівнях або неможливо утворити створ. У цьому випадку для спостереження за зсувом споруди використовують спосіб триангуляції, тобто в періодичному визначенні координат контрольних знаків, які включені в триангуляційну мережу. За різницею координат на суміжних пунктах визначають зсув споруди. Недоліком способу триангуляції є його трудомісткість. Тому все частіше триангуляційну мережу замінюють трилатерацією з використанням сучасних електронних

тахеометрів.

Спосіб окремих напрямів складається з повторних вимірювань горизонтального кута з вершиною на опорному пункті між напрямом на орієнтирний пункт і на контрольний знак. За зміненням горизонтального кута і вимірній відстані обчислюють зміщення контрольного знака.

Основними способами визначення величин осідання споруд є високоточне геометричне нівелювання, а в деяких випадках – гідростатичне.

Навколо споруди, за зоною можливих деформацій ґрунтів, створюють мережу з 3–4-х глибинних реперів, які закладають у корінні породи.

Осідання визначають вимірюванням перевищень між опорними реперами і контрольними знаками через вибрані проміжки часу. Різниці висот одного і того ж знаку, обчислені у суміжних циклах спостережень, характеризують величину осідання знака в відповідній частині споруди.

За результатами спостережень складають графік осадок.

## СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

### Основні

1. Шипулін В. Д. Основи ГІС аналізу : навч. посіб. / В. Д. Шипулін; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва. ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ, 2014. – 330 с.

2. Іщук О. О. Просторовий аналіз і моделювання в ГІС : навч. посіб. / О. О. Іщук, М. М. Коржнев, О. Е. Кошляков; за ред. акад. Д. М. Гродзинського. – Київ : Вид.-поліграф. центр «Київський університет», 2003. – 200 с.

3. Мітчелл Енді. Керівництво з ГІС аналізу : в 2 ч. / Енді Мітчелл. – Київ : ЗАО ЕСОММ Со. Стилос, 2000. – Частина 1. Просторові моделі та взаємоз'язки. – 198 с.

### Додаткові

4. Методичні рекомендації до проведення практичних занять та самостійної роботи з навчальної дисципліни «Геоінформаційний аналіз» (для студентів денної та заочної форм навчання спеціальності 193 – Геодезія та землеустрій) [Електрон. ресурс] / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. О. Є. Поморцева. – Електрон. текст. дані. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2019. – 61 с. – Режим доступу: <https://eprints.kname.edu.ua/52653/>, вільний (дата звернення 29.12.2023). – Назва з екрана.

5. Monitoring of the environmental condition of the solid waste landfill using GIS [Electronic resource] / O. Pomortseva, S. Kobzan, S. Nesterenko, S. Sorokin // IEEE 17th International Conference on Computer Science and Information Technologies (CSIT), 2022. – P. 292–296. – Electronic data. – Regime of access: <https://ieeexplore.ieee.org/document/10000817>, free (application date: 14.12.2023). – Title from the screen.

6. Поморцева О. Є. Модель моніторингу зміни площ ландшафтів [Електрон. ресурс] / О. Є. Поморцева, В. А. Затхей // MODERN SCIENTIFIC TRENDS AND STANDARDS : зб. наук. праць з матер. II міжн. наук.-практ. конф., 16–18 лют. 2022, м. Санта-Роса, Аргентина). – Електрон. дані. – 2022. – С. 462–471. – Режим доступу: <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/interconf/article/view/18521>, вільний (дата звернення: 14.12.2023). – Назва з екрана.

7. Use of geoinformation systems in environmental monitoring



[Electronic resource] / O. Pomortseva, S. Kobzan, A. Yevdokimov, M. Kukhar // The International Conference on Sustainable Futures: Environmental, Technological, Social and Economic Matters : E3S Web Conf. (ICSF 2020), (May 20–22, 2020, Kryvyi Rih, Ukraine). – Kryvyi Rih , 2020. – Volume 166. – Electronic data. – Regime of access: [https://www.e3s-conferences.org/articles/e3sconf/abs/2020/26/e3sconf\\_icsf2020\\_01002/e3sconf\\_icsf2020\\_01002.html/](https://www.e3s-conferences.org/articles/e3sconf/abs/2020/26/e3sconf_icsf2020_01002/e3sconf_icsf2020_01002.html/), free (application date: 29.12.2023). – Title from the screen.

8. Поморцева О. Є. Використання геоінформаційних систем при моделюванні розміщення АЗС / О. Є. Поморцева // Perspectives of science and education : матер. IV Міжн. наук.-практ. конф. – м. Карлові Вари, Чехія, 2018. – С. 1380–1387.

9. Поморцева О. Є. Моделювання розташування екологічно небезпечних об'єктів за допомогою геоінформаційних систем / О. Є. Поморцева // Вч. запис. Таврійського нац. ун-ту ім. В. І. Вернадського. – Київ, 2018. – Т. 29 (68). – № 6. – С. 222–227. – (Серія: Технічні науки).

10. ArcGis desktop documentation [Electronic resource] : website – Electronic data. – Regime of access: <https://desktop.arcgis.com/en/documentation/>, free (application date: 29.12.2023). – Title from the screen.

*Електронне навчальне видання*

**НАЛИВАЙКО** Тарас Антонович,  
**ПОМОРЦЕВА** Олена Євгенівна

## **ОСНОВИ ГЕОДЕЗІЇ**

### **КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ**

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти  
всіх форм навчання спеціальностей  
192 – Будівництво та цивільна інженерія,  
191 – Архітектура та містобудування)*

Відповідальний за випуск *Т. А. Наливайко*  
Редактор *О. В. Михаленко*  
Комп'ютерне верстання *О. Є. Поморцева*

План 2023, поз. 195Л

---

Підп. до друку 16.10.2023. Формат 60 × 84/16.  
Ум. друк. арк. 7,7

Видавець і виготовлювач:  
Харківський національний університет  
міського господарства імені О. М. Бекетова,  
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.  
Електронна адреса: office@kname.edu.ua  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:  
ДК № 5328 від 11.04.2017.