

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
НАЦІОНАЛЬНИЙ ГІРНИЧИЙ УНІВЕРСИТЕТ



**А.В. Зуска**

**ІНЖЕНЕРНА ГЕОДЕЗІЯ**

**Навчальний посібник**

Дніпро  
НГУ  
2016

УДК 528.48 (075.8)  
ББК 26.12  
З 95

*Рекомендовано вченою радою як навчальний посібник для бакалаврів спеціальності 193 Геодезія та землеустрій (протокол № 1 від 22.12.2015).*

Рецензенти:

Ю.М. Гавриленко, д-р техн. наук, професор  
Ю.О. Кірічек, д-р техн. наук, професор  
М.В. Трегуб, канд. техн. наук, доцент.

**Зуска А.В.**

З 95 Інженерна геодезія: навч. посіб. /А.В. Зуска; М-во освіти і науки України, Нац. гірн. ун-т – Дніпро: НГУ, 2016. – 209 с.

Розглянуто загальні питання інженерно-геодезичних вишукувань, побудови опорних інженерно-геодезичних мереж, проектування, розмічування геометричних елементів, встановлення і вивірення будівельних конструкцій і технологічного обладнання, спостереження за деформаціями інженерних споруд з метою безпеки експлуатації.

Описано елементи, методи і прилади для інженерно-геодезичних розмічувальних робіт, геодезичні способи розмічування споруд, методи контролю форми і розмірів конструкцій споруд і обладнання, геодезичні роботи для земельного кадастру, спостереження за деформаціями споруд геодезичними методами, геодезичні роботи при підземному будівництві. Сформульовано навчальні цілі змістових модулів, які чітко окреслюють навички та уміння бакалавра спеціальності 193 Геодезія та землеустрій.

Для студентів, які вивчають інженерну геодезію, аспірантів і викладачів вищих навчальних закладів. Навчальний посібник буде корисний також інженерам-геодезістам, землепорядникам і маркшейдерам, які працюють у сфері вишукувань, проектування, будівництва та експлуатації інженерних споруд, займаються виконанням інженерно-геодезичних робіт на земній поверхні.

**УДК 528.48(075.8)**  
**ББК 26.12**

© А.В. Зуска, 2016

© Державний ВНЗ “Національний гірничий університет”, 2016

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
ТЕРМІНИ.....	8
1. ІНЖЕНЕРНІ ВИШУКУВАННЯ ДЛЯ БУДІВНИЦТВА.....	11
1.1. Види і завдання інженерних вишукувань.....	11
1.2. Загальні характеристики великомасштабних планів.....	13
1.3. Вишукування для лінійних споруд.....	18
1.4. Сучасні методи вишукувань.....	20
Питання для самоконтролю.....	22
Тести для самоперевірки.....	23
2. ОПОРНІ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ МЕРЕЖІ.....	24
2.1. Загальні відомості про опорну геодезичну основу.....	24
2.2. Призначення, види й особливості побудови опорних інженерно-геодезичних мереж.....	25
2.3. Оцінка точності побудови інженерно-геодезичних мереж... ..	29
2.4. Розрахунок необхідної точності вимірювань кутів і ліній....	35
2.5. Перетворення прямокутних координат.....	41
Завдання для самостійного розв'язування.....\.....	44
Питання для самоконтролю.....	45
3. МЕТОДИ ПОБУДОВИ ОПОРНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖ.....	46
3.1. Схеми і методи побудови опорної планової інженерно-геодезичної мережі.....	46
3.1.1. GPS-метод для побудови інженерно-геодезичних мереж.....	46
3.1.2. Мережі тріангуляції і трилатерації.....	48
3.1.3. Лінійно-кутові мережі.....	59
3.1.4. Полігонометричні мережі.....	65
3.1.5. Приклади оцінки точності полігонометричних ходів наближеним способом.....	75
3.1.6. Особливість кутових і лінійних вимірювань у полігонометричних ходах.....	78
3.2. Знімальні геодезичні мережі.....	79
3.3. Розмічувальні геодезичні мережі.....	81
3.3.1. Геодезична будівельна сітка.....	82
3.4. Опорна нівелірна геодезична мережа.....	88
3.5. Особливості закріплення геодезичних пунктів на території	

міст і промислових ділянках.....	91
Питання для самоконтролю.....	94
Тести для самоперевірки .....	95
<b>4. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ РОЗМІЧУВАЛЬНІ РОБОТИ....</b>	<b>96</b>
4.1. Призначення і організація геодезичних розмічувальних робіт.....	96
4.2. Норми точності розмічування проектних елементів.....	99
4.3. Винесення у натуру проектних геометричних елементів.....	103
Завдання для самостійного розв'язування .....	110
4.4. Способи винесення в натуру геометричних елементів будівель та основні джерела їх похибок.....	111
4.4.1. Спосіб полярних координат .....	112
4.4.2. Спосіб прямої кутової засічки.....	115
4.4.3. Способи створної та створно-лінійної засічок.....	118
4.4.4. Спосіб прямокутних координат.....	121
4.4.5. Спосіб лінійної засічки.....	123
4.4.6. Спосіб бокового нівелювання.....	125
4.5. Розмічування криволінійних елементів споруд.....	127
4.5.1. Способи розмічування кругових кривих.....	129
Завдання для самостійного розв'язування.....	135
Запитання для самоконтролю.....	136
<b>5. ТЕХНОЛОГІЯ ВИНЕСЕННЯ ПРОЕКТІВ У НАТУРУ.....</b>	<b>137</b>
5.1. Геодезична підготовка проекту.....	137
5.2. Складання розмічувальних креслень і проекту виконання геодезичних робіт.....	142
5.3. Основні розмічувальні роботи при винесенні проекту в натуру.....	144
5.4. Геодезичні розмічувальні роботи для підземного будівництва....	148
Питання для самоконтролю .....	151
<b>6. ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ ПРИ МОНТАЖІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ТЕХНОЛОГІЧНОГО ОБЛАДНАННЯ.....</b>	<b>152</b>
6.1. Геодезичне забезпечення монтажу будівельних конструкцій та технологічного обладнання.....	152
6.2. Геометрична точність у будівництві.....	153
6.3. Розрахунок точності геодезичних робіт за розмірними ланцюгами споруд та обладнання.....	157
6.4. Вимоги до точності геодезичних вимірювань при монтажі конструкцій та обладнання.....	163
6.5. Способи та прилади для встановлення і вивірення	

будівельних конструкцій та технологічного обладнання.....	165
6.5.1. Планове встановлення і вивірення конструкцій та обладнання.....	165
6.5.2. Вивірення прямолінійності.....	170
6.5.3. Встановлення конструкцій та обладнання за висотою.....	174
6.5.4. Встановлення і вивірення конструкцій та обладнання у вертикальне положення.....	179
Завдання для самостійного розв'язування.....	182
Тести для самоперевірки .....	183
<b>7. ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ ДЛЯ ЗЕМЕЛЬНОГО КАДАСТРУ.....</b>	<b>184</b>
7.1. Загальні поняття про земельний кадастр.....	184
7.2. Склад геодезичних робіт для кадастру.....	186
7.3. Способи і точність визначення площ земельних ділянок.....	188
7.4. Винесення в натуру і визначення меж землекористування....	192
Питання для самоконтролю.....	196
<b>8. СПОСТЕРЕЖЕННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ГЕОДЕЗИЧНИМИ МЕТОДАМИ.....</b>	<b>197</b>
8.1. Види деформації і причини їх виникнення.....	197
8.2. Завдання та організація геодезичних спостережень деформації.....	200
8.3. Точність і періодичність спостережень.....	201
8.4. Спостереження за кренами, тріщинами та зсувами.....	202
Задачі для самостійного розв'язання.....	208
Питання для самоконтролю .....	209
<b>ВИСНОВКИ.....</b>	<b>210</b>
<b>СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ.....</b>	<b>212</b>
<b>ПРЕДМЕТНИЙ ПОКАЖЧИК.....</b>	<b>213</b>

## ВСТУП

Сучасна інженерна геодезія – багатогранна наука, яка вирішує складні наукові й практичні завдання. Вона вивчає методи геодезичного забезпечення при будівництві та експлуатації різноманітних об'єктів, а також при вивченні, освоєнні й охороні природних ресурсів.

Незважаючи на багатогранність об'єктів, при їх проектуванні й будівництві необхідно розв'язати загально прийняті інженерно-геодезичні завдання, а саме одержати вихідні дані при розробленні проектів будівництва інженерних споруд (геодезичні мережі); визначити на місцевості положення контурів об'єкта відповідно до проекту (розмічувальні роботи); забезпечити в процесі будівництва геометричні форми і параметри елементів об'єкта відповідно до проекту (винесення проекту в натуру); визначити відхилення геометричних елементів і розмірів зведеного об'єкта від проектних (встановлення і вивірення); вивчити деформацію земної поверхні під спорудами, самої споруди або її частин під дією природних, техногенних факторів та людської діяльності (спостереження деформацій).

Розв'язування цих завдань зв'язано із забезпеченням і покращенням якості будівництва промислових і житлових комплексів, доріг, ліній електропередач і зв'язку, об'єктів агровиробничого комплексу, гірничого виробництва та інших об'єктів народного господарства.

В умовах, коли зростання обсягів будівництва визначає освоєння нових територій і районів розміщення об'єктів, широке освоєння підземного простору міст і промислових підприємств, що являють собою в геометричному відношенні дуже складний комплекс, роль інженерної геодезії в будівництві різко зростає.

Програма дисципліни з інженерної геодезії для бакалаврів спеціальності 193 Геодезія та землеустрій включає вивчення загальних принципів і методів інженерно-геодезичних робіт на земній поверхні з метою підготовки геодезичних даних, прив'язку проекту до пунктів геодезичної мережі, розмічувальні та будівельно-монтажні роботи, визначення допусків елементів будівельних конструкцій при їх виготовленні, розрахунок точності геометричних параметрів будівельних конструкцій та технологічного обладнання.

У даному навчальному посібнику розглядаються найбільш важливі розділи інженерної геодезії, такі як методи інженерних вишукувань; опорні інженерно-геодезичні мережі та їх призначення; способи розмічувальних робіт для винесення на місцевість проектів; контроль за встановленням будівельних конструкцій і технологічного обладнання; спостереження за деформаціями будинків та споруд з метою безпеки їх експлуатації.

Посібник може бути корисний також і для студентів інших спеціальностей будь-якої форми навчання, які вивчають курс інженерної геодезії, аспірантів та інженерів-геодезистів.

У даному посібнику були використані формули і деякі положення відомих учених: П.І. Барана, Ю.Г. Батракова, Н.Г. Відуєва, С.П. Войтенка, Б.І. Гержули, Н.Н. Лебедева, Г.П. Левчука, Д.Ш. Михеєва, В.Є. Новака, Ю.В. Поліщука, В.Г. Селиханович та інших.

## ТЕРМІНИ

**Державна геодезична мережа** – це система геодезичних пунктів, рівномірно розміщених на території держави, є вихідною для створення інших мереж.

**Винесення проекту в натуру** – геодезичні роботи, що виконуються на місцевості для визначення планового і висотного положення характерних точок і поверхонь відповідно розмічувальним кресленням.

**Виконавче знімання** – комплекс геодезичних і топографічних робіт, який виконують для складання виконавчого плану і креслень (схем), що відображають фактичні розміри збудованих споруд та їх відхилення від проектних розмірів.

**Вишукування** – науково-технічна діяльність з дослідження властивостей об'єктів середовища, що передбачає роботи з отримання вихідних даних (науково-технічної продукції, інформації) для прийняття оптимальних рішень залежно від поставленої мети та завдань дослідження.

**Геодезична будівельна сітка** – геодезична основа, сторони якої паралельні до осей більшості будинків і споруд заданої території будівництва.

**Геодезичний контроль** – комплекс геодезичних робіт, направлених на забезпечення дотримання проектних (істинних) просторових та геометричних параметрів елементів, конструкцій, частин та будівлі (споруди) в цілому.

**Геометричний параметр** – лінійна чи кутова величина об'єкта будівництва, що підлягає геодезичному контролю.

**Геодезична мережа спеціального призначення** – різновид опорної геодезичної мережі, що створена з розрахунку на конкретний об'єкт будівництва.

**Геодезична основа** – геодезична мережа, побудована для топографічного знімання, прив'язки проекту та контролю зведення підземної і надземної частини споруди.

**Геологічні і гідрогеологічні вишукування** – відомості про геологічну будову місцевості, фізико-геологічні явища, міцності ґрунтів, склад і характер підземних вод.



**Геометрична основа проекту** – поздовжні та поперечні осі споруди, відповідно до яких у розмічувальних кресленнях даються всі проектні розміри.

**Головні розмічувальні осі** – поздовжні осі в проекті лінійних споруд (гребель, мостів, доріг, тунелів, підземних і наземних комунікацій); осі їх симетрії в проекті контурних споруд.

**Деформації споруд** – планові зміщення споруд, осідання фундаменту, тріщини, крен висотних будинків, веж, труб і т.п.

**Інженерні вишукування** – комплекс робіт, які виконуються для одержання відомостей, потрібних для вибору економічно доцільного та технічно обґрунтованого розташування, проектування, будівництва та експлуатації споруди.

**Інженерно-геодезичні вишукування** – одержання даних для проектування і будівництва інженерних споруд.

**Інженерно-геодезичне проектування** – комплекс робіт для одержання даних, потрібних для розташування споруди в плані та по висоті.

**Коефіцієнт забезпечення точності  $K$**  – показує в скільки разів похибка вихідних даних повинна бути менше похибки вимірювань, щоб першою можна було б зневажити.

**Крен споруди** – нахил або зміна основних площин усієї споруди під дією нерівномірних осідань без порушення її цілісності та геометричних розмірів.

**Кругова крива**) – крива, розташована в горизонтальній площині; яка вписується в кути повороту трас доріг, трубопроводів, каналів та ін.

**Монтаж конструкцій** – встановлення в проектне положення несучих елементів будівель і споруд.

**Монтаж технологічного обладнання** – встановлення його на відповідне місце і вивірка проектного положення.

**Осідання** – вертикальне зміщення точки, за яким визначають деформацію.

**Осідання абсолютне** – осідання відносно пункту, розташованого поза зоною можливих деформацій.

**Осідання відносне** – осідання, що є відношенням різниці осідання двох точок до відстані між ними.

**Осідання споруди** – осідання її під дією власної ваги.

**Основні осі** – це осі, які визначають форму і габарити будинків та споруд.

**Опорна геодезична мережа** – мережа геодезичних пунктів, закріплених постійними довготривалими знаками, що відповідає заданим параметрам точності та використовується для виконання вишукувань, побудови геодезичної розмічувальної мережі, геодезичного моніторингу, спостереження за деформаціями.

**Опорні планові й висотні мережі** – система геометричних фігур, вершини яких закріплені на місцевості спеціальними знаками і створюються для правильної організації всіх видів геодезичних робіт при будівництві інженерних споруд.

**Оцінка точності проектів** – підрахунок очікуваних середніх квадратичних похибок елементів запроєктованих геодезичних мереж і фактичних похибок побудованих і зрівняних мереж.

**Планова установка конструкцій і технологічного обладнання** – визначення їх положення в натурі відносно розмічувальних або технологічних осей.

**Прив'язка проекту** – комплекс геодезичних обчислень та польових вимірювань для перенесення проекту на місцевість.

**Розмічувальне креслення** – схематичний розмічувальний документ споруди з лінійно-кутовими величинами і вихідними пунктами для перенесення її в натуру на місцевість.

**Розмічувальні елементи** – лінійні, кутові та висотні проектні параметри для визначення на місцевості положення окремих точок і площин споруди.

**Розмічувальні геодезичні роботи** – комплекс робіт, пов'язаний з перенесенням на місцевість основних точок проекту.

**Розмічування споруди** – винесення осей споруди в натуру.

**Топографічне знімання** – комплекс робіт для отримання оригіналу топографічного плану або карти.

**Траса** – просторова лінія, що визначає напрям і висотне положення лінійної споруди.

**Трасування** – комплекс інженерно-геодезичних вишукувань для визначення найсприятливішого варіанта осі проектною споруди.

*Після вивчення вступу студент повинний засвоїти основні положення дисципліни, терміни, основні науково-технічні завдання, а також уміти використовувати інженерну геодезію в поєднанні з іншими дисциплінами.*

# 1. ІНЖЕНЕРНІ ВИШУКУВАННЯ ДЛЯ БУДІВНИЦТВА

*Інженерні вишукування необхідні для визначення природних і економічних умов району майбутнього будівництва, встановлення взаємозв'язку об'єктів будівництва з навколишнім середовищем, обґрунтування їх інженерного захисту та безпеки умов життя людей. Мета вивчення цього розділу полягає у засвоєнні студентом видів, завдань та сучасних методів інженерних вишукувань.*

## 1.1. Види і завдання інженерних вишукувань

Проектування і будівництво інженерних споруд ведеться на основі комплексу спеціальних робіт, які називаються *інженерними вишукуваннями*. Порядок, методика і точність інженерних вишукувань встановлюються *державними будівельними нормами ДБН А.2.1-1 [5]*.

*Основні завдання інженерних вишукувань:*

- вивчення природних і економічних умов району майбутнього будівництва, створення топографічної основи, потрібної для виконання інших видів вишукувань;
- складання прогнозів взаємодії об'єктів з навколишнім середовищем та обґрунтування їх інженерного захисту і безпечних умов життя населення.

Одне з найважливіших завдань вишукувань полягає у виборі в даному районі ділянки із заданими технічними вимогами.

*Інженерні вишукування* поділяються на економічні й технічні.

*Економічні вишукування* здійснюють для визначення економічної доцільності будівництва об'єкта в конкретному місці.

*Технічні* – щоб дати відомості про природні умови ділянки з метою найкращого врахування і використання їх при проектуванні та будівництві.

Для оцінки ділянки передбачуваного будівництва всіх типів споруд комплексно проводять такі вишукування: *інженерно-геодезичні, геологічні й гідрогеологічні, гідрометеорологічні, кліматичні* та ін.

*Інженерно-геодезичні вишукування* – це інформація, необхідна для комплексного оцінювання умов території будівництва,

проектування і безпечної експлуатації об'єктів будівництва та архітектури, інженерного захисту територій, для цілей планування територій, архітектурно-містобудівного проектування, ведення містобудівного кадастру, геодезичного забезпечення будівництва.

*Мета* інженерно-геодезичних вишукувань – отримання даних для:

- забезпечення територіального планування;
- розроблення ескізного проекту, техніко-економічного обґрунтування;
- розроблення проекту на виконання геодезичних робіт (ПВГР);
- розроблення робочої документації;
- прийняття в експлуатацію закінчених будівництвом об'єктів;
- експлуатації об'єктів.

*Зміст* інженерно-геодезичних вишукувань [5]:

- проектування та створення опорних та знімальних планово-висотних геодезичних мереж, в тому числі спеціальних геодезичних мереж для будівництва та експлуатації будівель і споруд, геодезичного моніторингу;
- виконання топографічного знімання місцевості й складання топографічних планів з точністю масштабів 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500 та точніше;
- роботи з розмічування, геодезичний моніторинг будівель та споруд у процесі будівництва й експлуатації;
- виконавче (контрольне) знімання закінчених будівництвом об'єктів, інженерних мереж (комунікацій);
- геодезичні спостереження за небезпечними техногенними та природними процесами, зсувами, підтопленнями, ерозією берегів, деформаціями земної поверхні тощо.

За результатами інженерно-геодезичних вишукувань уточнюють місце розташування споруд, їх геометричні параметри, визначають технічні характеристики споруд та ін.

*Інженерно-геологічні й гідрогеологічні вишукування* – інформація про геологічну будову місцевості, фізико-геологічні явища, міцність ґрунтів, склад і характер підземних вод і т.п.

*Гідрометеорологічні вишукування* – відомості про водний режим рік і водоймищ, основні характеристики клімату району. У процесі цих вишукувань визначають характер зміни рівнів підземних вод,

ухили, вивчають напрямки і швидкості течій, обчислюють витрати води, роблять проміри глибин, ведуть облік наносів і т.д.

*Інженерно-метеорологічні вишукування* визначають кліматичні характеристики території (середні значення температури і вологості повітря та їх зміни, кількість та інтенсивність атмосферних опадів, найбільшу висоту сніжного покриву і глибину промерзання ґрунту, розподіл швидкостей та напрямку вітру на рівні поверхні та на різних висотах, тривалість теплого і холодного періоду і т. д.) [13].

## 1.2. Загальні характеристики великомасштабних планів

Для розроблення проектів залежно від площі вишукувань і умов місцевості виконують великомасштабні топографічні знімання 1:5000, 1:2000, 1:1000 і 1:500, різними наземними методами з використанням сучасних геодезичних приладів, об'єднанням навігаційної супутникової системи (GPS), а також електронних тахеометрів. У процесі знімань створюються великомасштабні топографічні плани, профілі, а також визначаються параметри, необхідні для аналітичних розрахунків проектів.

*Великомасштабні топографічні плани* є основою для розроблення проектів населених пунктів, землеустрою, промислових підприємств, гідровузлів, метрополітенів та інших інженерних споруд. Незалежно від методу знімань топографічний план характеризується точністю побудови, детальністю і повнотою зображення ситуації і рельєфу.

*Точність плану* – це сумарна середня квадратична похибка в плановому і висотному положенні зображуваних об'єктів, контурів місцевості та рельєфу щодо пунктів геодезичної основи. Середня квадратична похибка планового положення точок для різних великомасштабних планів визначається за відомою формулою [12]

$$m_{пл} = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}, \quad (1.1)$$

де  $m_x$  і  $m_y$  – середні квадратичні похибки вимірювання на плані абсцис і ординат точок. Приймавши  $m_x \approx m_y = m_k$ , одержимо

$$m_{пл} = m_k \sqrt{2}. \quad (1.2)$$

Для планів з капітальною забудовою похибка  $m_k = 0,18$  мм, а планів мало забудованої місцевості  $m_k = 0,30$  мм. Відповідно до формули (1.2) точність плану складе  $m_{пл} = (0,2 \dots 0,3) \sqrt{2} = 0,3 \dots 0,4$  мм.

Точність планів, отриманих різними топографічними і фотограмметричними методами різна. Тому в усіх методах складання топографічних планів прагнуть, щоб похибка не перевищувала графічної точності (0,1 мм). Тоді сумарні похибки в положенні контурних точок на планах, отриманих різними методами, будуть у середньому 0,3 – 0,4 мм [12].

Трохи менша точність копій планів, що складають з оригіналів як топографічну основу для проектування. Під впливом інших похибок, викликаних копіюванням і деформацією паперу, сумарні похибки в положенні контурів збільшуються приблизно в  $\sqrt{2}$  і складають близько 0,5 мм.

При розробленні проектів велике значення має точність взаємного розташування на плані елементів ситуації. На території з капітальною і багатоповерховою забудовою середня похибка у взаємному положенні капітальних прилеглих будинків і споруд не повинна перевищувати 0,2 мм.

Точність плану виражається в натурі тим менше, чим крупніше масштаб плану. Наприклад, точність плану  $m_{пл} = 0,3$  мм у масштабі 1:1000 буде відповідати на місцевості  $m_M = 0,3$  м, а для плану масштабу 1:500 –  $m_M = 0,15$  м.

Чим крупніший масштаб плану, тим меншою величиною на місцевості виражається похибка його побудови. Задавши допустиму величину похибки у розмірах зображуваних предметів на місцевості, можна визначити необхідний масштаб знімання з урахуванням точності побудови плану  $m_{пл}$ . Наприклад, при  $m_M = 0,3$  м і  $m_{пл} = 0,35$  мм масштаб знімань повинен бути [11, 12]

$$\frac{1}{M} = \frac{m_{nl}}{m_M} = \frac{1}{\frac{m_M}{m_{nl}}} = \frac{1}{\frac{300}{0,35}} \approx \frac{1}{1000}.$$

*Детальність плану* характеризується ступенем подібності зображених на плані контурів і елементів рельєфу місцевості, тобто ступенем узагальнення (генералізації) зображення.

*Повнота плану* виражається мінімальним розміром предметів або відстаней між спорудами, що повинні бути зображені на плані.

*Точність визначення відстаней і напрямків* на плані. Довжини лінії  $S$  та її дирекційний кут  $\alpha$ , виміряні на плані або обчислені за координатами кінцевих точок, розраховують за формулами

$$m_S = \sqrt{m_1^2 + m_2^2} = m_m \sqrt{2}; \quad m_\alpha = \frac{m_S}{S} \rho,$$

де  $m_1 = m_2 = m_m$  – похибки положення точок плану.

Тому при похибці положення контурної точки на плані 0,4 мм похибка відстані становитиме 0,56 мм у масштабі плану, а дирекційного кута – 20" для лінії довжиною 10 см на плані.

*Точність вимірювання площі.* Площу ділянки на топографічному плані вимірюють переважно за допомогою планіметра (механічним чи електронним) або обчислюють аналітично за координатами точок її контуру. Відносна похибка вимірювань різними планіметрами становить 1:300 – 1:1000.

Якщо площу визначати за координатами, то її похибка обчислюється за формулою О.В. Маслова [1]

$$m_P = \frac{m_m}{2\sqrt{2}} \sqrt{\sum_{i=1}^n S_i^2}, \quad (1.3)$$

де  $m_m$  – середня квадратична похибка координат точок повороту (межового знака);  $S_i$  – відстань між контурними точками ( $i = 1, 2, 3, \dots, n$ );  $n$  – кількість точок.

Для *правильних фігур ділянок* (багатокутник, прямокутник, квадрат, рівносторонній трикутник) формули для обчислення похибок їх площ відповідно мають вигляд:

$$m_P = \frac{S m_m}{2} \sqrt{\frac{n}{2}}; m_P = m_m \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{2}}; m_P = S m_m; m_P = \frac{S m_m}{\sqrt{2}},$$

де  $a, b$  – довга і коротка сторони прямокутника.

Похибка площі витягнутого прямокутника має вигляд

$$m_P = \frac{a m_m}{\lambda} \sqrt{\lambda^2 + 1} \approx a m_m, \quad (1.4)$$

де  $\lambda = \frac{a}{b}$  – відношення сторін. Формула (1.4) показує зростання похибки при малій ширині ділянки.

Топографічні плани створюються в системах прямокутних координат на площині у проекції Гаусса-Крюгера та Балтійській системі висот 1977 року. При вимірюванні або обчисленні *великих площ* треба враховувати вплив кривизни Землі, тому що площі ділянок на еліпсоїді менші від площ на карті в проекції Гаусса-Крюгера. Ця різниця зростає при збільшенні площ і становить, наприклад, 8, 31, 128, 512 і 2049 м<sup>2</sup> на площах відповідно 64, 128, 256, 512 і 1024 км<sup>2</sup>, при цьому максимальна відносна похибка не перевищує 1:500000 [1].

У містах, селищах, районах промислових комплексів та діючих підприємствах топографічні плани створюються в прийнятих місцевих системах координат та висот, системі координат СК-63 із забезпеченням зв'язку з державною системою координат УСК-2000 (за наявності державного стандарту) та Балтійською системою висот 1977 року, і якщо це зазначено програмою, то в системі координат WGS-84. Виконання топографічних планів в умовній системі координат та висот забороняється ДБН В.1.3-2 [6].

*Масштаб топографічного знімання* визначається: стадією проектування; проектними завданнями, розв'язуваними за планом; складністю ситуації і рельєфу; умовами використання існуючої



забудови в проєкті та ін. При цьому враховуються точність плану, детальність і читаність проєктних рішень.

При топографічних зніманнях приділяється особлива увага зображенню рельєфу місцевості. Точність зображення рельєфу залежить в основному від прийнятої висоти перетину рельєфу  $h$ . Для великомасштабних знімань рівнинних ділянок перетин рельєфу приймають через 0,5...1, гірських площадок – 1...2 м, а іноді 5, залежно від масштабу знімання і вимог проєктування.

Середні квадратичні похибки знімання і зображення рельєфу  $m_h$  на великомасштабних планах відносно найближчих пунктів геодезичної основи не повинні перевищувати вимог Інструкції [9]

*Середні похибки знімання рельєфу* відносно найближчих точок геодезичної основи не повинні перевищувати прийняту висоту перерізу рельєфу: 1/4 при кутах нахилу місцевості до  $2^0$ ; 1/3 при кутах нахилу від  $2$  до  $6^0$  для планів масштабів 1:5000, 1:2000 та до  $10^0$  для планів масштабів 1:1000 та 1:500; 1/3 при перерізі рельєфу через 0,5 м на планах масштабів 1:5000 та 1:2000.

*Граничні похибки висотної основи* відносно пунктів нівелювання I – IV класів допускається не більш  $1/10h$ , а *гранична нев'язка* в полігонах і ходах – не більше подвоєного значення цих похибок  $2(1/10h)$ .

*Точність зображення рельєфу* на плані не повинна перевищувати граничних похибок визначення висот за горизонталями у рівнинних районах  $m_h = 1/2h$  при  $h = 0,5$  м і  $m_h = 1/3h$  при  $h = 1$  м, тобто, щоб середні квадратичні похибки  $m_h$  не перевищували 0,12 – 0,16 м [13].

З урахуванням рельєфу задають проєктні висоти споруд, ухили доріг і трубопроводів, розробляють проєкти вертикального планування територій.

Похибка визначення висоти точки за горизонталями топографічного плану обчислюється за формулою [1]

$$m_H = 0,19 h + 0,00016 M t_{cp},$$

де  $M$ ,  $h$  – знаменник масштабу плану і висота перерізу рельєфу;  $t_{cp}$  – середній ухил місцевості.

Для масштабів знімання 1:500, 1:1000, переріз  $h = 0,5$  м і для рівнинної місцевості ( $t_{cp} = 0,05$ ) за цією формулою одержимо похибку  $m_H$  приблизно 8 – 10 см.

На планах рівнинних ділянок, складених за допомогою нівелювання за квадратами із сторонами 20 – 40 м, вплив детального знімання рельєфу характеризується похибкою порядку 5 – 8 см. При збільшенні віддалі між пікетними точками в  $n$  раз похибка узагальнення рельєфу підвищується у  $\sqrt{n}$ .

Граничні похибки не повинні перевищувати подвоєних значень середніх похибок, а їх кількість не може бути більша 10 % від загальної кількості контрольних вимірювань.

### 1.3. Вишукування для лінійних споруд

У ході вишукувань для лінійних споруд розв'язують питання планового і висотного положення траси. *Траса* – лінія, що обумовлює вісь проектованої лінійної споруди, позначена на місцевості, топографічному плані або нанесена на карті, чи позначена системою точок у цифровій моделі місцевості (ЦММ).

*Основні елементи* траси: план – проекція траси на горизонтальну площину і поздовжній профіль – вертикальний розріз по проектованій лінії споруди. У плані траса повинна бути, як правило, прямолінійною, тому що відхилення від прямолінійності призводить до подовження траси, збільшення вартості будівництва і витрат на експлуатацію. У поздовжньому профілі траси повинен забезпечуватися певний допустимий ухил.

У реальних умовах місцевості одночасне дотримання вимог плану і профілю не завжди вдається, тому що доводиться скривляти трасу для обходу перешкод, ділянок з великим ухилом рельєфу і несприятливими геологічними і гідрогеологічними умовами. Тому план траси складається з прямих ділянок різного напрямку, що сполучаються між собою кривими з різними радіусами. Поздовжній профіль траси являє собою лінії різних ухилів, що з'єднуються між собою вертикальними кривими. На трасах ліній електропередачі, трубопроводів, каналізації горизонтальні й вертикальні криві не проектують, і траса являє собою просторову ламану лінію (рис. 2.1) [11].

Залежно від призначення траса повинна відповідати певним вимогам, згідно з технічними умовами на її проектування. На дорожніх трасах установлюють мінімально дозволені ухили і максимально можливі радіуси кривих. На самопливних каналізаціях і трубопроводах необхідно витримувати проектні ухили при допустимих швидкостях течії води.

*Ступінь викривленості траси* визначається величиною кутів повороту. Кутом повороту траси називають кут  $\varphi$  з вершиною *ВК*, утворений продовженням напрямку попередньої сторони і напрямком наступної сторони. На кутах повороту трас вставляють кругові криві як дуги кіл великих радіусів.

На трасах магістральних залізниць, трубопроводів і ліній електропередачі (*ЛЕП*) кути повороту не повинні перевищувати  $15 - 20^\circ$ . Прямолінійні ділянки трас доріг і трубопроводів сполучаються в основному круговими кривими, що являють собою дуги кола визначеного радіуса.

*Мінімально допустимі радіуси* кругових кривих: на залізницях – 400 – 200 м; на автомобільних – 600 – 60 м, трасах трубопроводів –  $1000 d$ , де  $d$  – діаметр трубопроводу.

Найважливішим елементом профілю траси є її поздовжній ухил  $i$ . На трасах магістральних залізниць *I* і *II* категорій ухил не повинний перевищувати 0,012; на дорогах місцевого значення – 0,020; на гірських дорогах – 0,030; на автомобільних дорогах ухили коливаються від 0,040 до 0,090. На трасах іригаційних і водопровідних каналів – 0,001, 0,002.

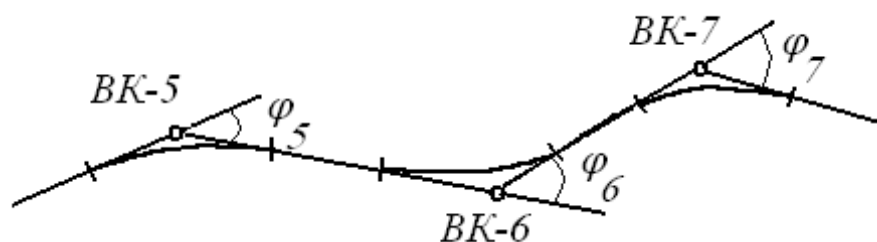


Рис. 2.1. Елементи плану траси

Комплекс інженерно-геодезичних вишукувальних робіт з прокладення траси, що відповідає всім вимогам технічних умов, які дають найбільший економічний ефект, називається *трасуванням*.

Залежно від виду проектування існує *камеральне* і *польове* трасування.

Якщо траса проектується на топографічних планах і картах, цифровій моделі або матеріалах аерофотознімання, то трасування називають *камеральним*; якщо вона вибирається безпосередньо на місцевості – *польовим*. Незалежно від характеру лінійної споруди і її вимірювань вона повинна вписуватися в ландшафт місцевості, не порушуючи природної естетики. Для складання робочої документації проекту траси виконують польові вишукування. У процесі польових вишукувань на підставі проекту траси й обслідування місцевості визначають у натурі положення початку траси, кутів повороту і роблять трасування.

*Трасування включає*: провішування ліній, вимірювання кутів і сторін ходу по трасі, розмічення пікетажу і поперечних профілів, закріплення траси, нівелювання, а також при необхідності великомасштабне знімання переходів, місця перетину зі складним рельєфом.

#### **1.4. Сучасні методи вишукувань**

Прогрес в області вимірювальної техніки, удосконалювання методик вимірів і результатів їх обробки, повсюдне використання персональних електронних обчислювальних машин (ПЕОМ), графічних зображень позначилися і на технології усіх видів інженерних вишукувань. Наприклад, в інженерній геології поряд із традиційними способами використовуються динамічне і статистичне зондування, геофізичні способи електро- і сейсмозв'язки. У гідрометеорологічних вишукуваннях широко використовуються аерокосмічні методи знімання з різного роду носіїв, включаючи штучні супутники і космічні станції. У практику геодезичних вишукувань успішно впроваджуються світловіддалеміри, електронні тахеометри, супутникові приймачі. Обробка результатів вимірів в основному ведеться на ПЕОМ. Графічне зображення місцевості на основі топографічних зніманих замінюється на математичні моделі у вигляді цифрової моделі місцевості (ЦММ) і рельєфу (ЦМР).

*Цифрова модель місцевості (ЦММ)* являє собою масив точок з відомими просторовими координатами та алгоритмами їх опрацювання для розв'язування інженерно-технічних завдань.

Завдяки ЦММ змінилася технологія проектування споруд від складання проектів горизонтального та вертикального планування забудови, вибору оптимальних трас лінійних споруд, контролю якості будівельних робіт, вивчення деформації споруд тощо.

Розроблені програми для автоматизованої системи проектування (САПР) трас лінійних споруд, генеральних планів на основі ЦММ тощо. На основі ЦММ також обчислюють об'єми водоймищ і земляних мас. Цифрова модель місцевості не виключає можливості за допомогою комп'ютерної графіки одержувати і графічне зображення.

*Цифрова модель рельєфу (ЦМР)* – це масив просторових точок, які описують топографію поверхні місцевості. За способом розташування точок розрізняють регулярну, нерегулярну і структурну моделі рельєфу.

*Цифрова модель ситуації (ЦМС)* – це цифрове зображення об'єктів місцевості, що містить їх геометричний опис засобами векторної моделі у вигляді графічних примітивів з просторовими координатами та параметрами, встановленими нормативними документами або відтворення умовними знаками та, за потреби, семантичний опис [5, 11, 12].

Поряд з використанням наземних методів знімань і аерометодів при вивченні земної поверхні та природних ресурсів Землі для цілей вишукувань застосовується інформація, отримана з космосу. Спектрональні знімки з космосу високої здатності використовують для проведення заходів щодо захисту ландшафту і вод від забруднення та розширення інформації про протяжні об'єкти, такі як магістральні дороги, трубопроводи, канали, при проектуванні об'єктів великої площі.

## Питання для самоконтролю

1. Види і завдання інженерних вишукувань?
2. Для чого складають великомасштабні плани?
3. Дайте визначення повноти і детальності топографічного плану?
4. Дайте визначення точності топографічного плану.
5. Назвіть планові елементи траси.
6. Які дослідження проводять для площадкових споруд?
7. Які мінімально допустимі радіуси кругових кривих?
8. Чому буде відповідати точність плану масштабу 1:1000, якщо на місцевості вона відповідає 0,5 м?
9. Дайте визначення цифрової моделі ситуації (ЦМС).
10. Що включає цифрова модель місцевості (ЦММ)?
11. За якою формулою обчислюється похибка визначення відмітки точки за горизонталями топографічного плану?
12. Якими умовами визначається масштаб топографічного знімання?
13. Назвіть сучасні методи досліджень.

## Тести для самоперевірки

(необхідно до термінів із колонки 1 підібрати визначення з колонки 2)

1	2
1. Що вивчає інженерна геодезія?	<b>А.</b> Інженерно-геодезичні вишукування; інженерно-геодезичне проектування; геодезичні розмічувальні роботи; виконавче знімання; вивірка конструкцій і агрегатів; спостереження за деформаціями споруд.
2. Назвіть основні види інженерно-геодезичних робіт.	<b>Б.</b> Точність, детальність, повнота зображення ситуації і рельєфу.
3. Що характеризує топографічний план?	<b>В.</b> Провішування ліній, вимірювання кутів і сторін ходу, розмічування пікетажу і поперечних профілів, нівелювання, закріплення траси.
4. Для чого проводять економічні вишукування?	<b>М.</b> Визначення економічної доцільності будівництва споруди в конкретному місці.
5. Для чого проводять технічні вишукування?	<b>Д.</b> Створюють геодезичну основу і топографічне знімання в різних масштабах на ділянці будівництва, роблять трасування лінійних споруд, прив'язку кутів повороту меж земельних ділянок, геологічних виробок, гідрогеологічних створів і ін.
6. Якими факторами обумовлюється масштаб планів?	<b>Е.</b> Одержати дані про природні умови ділянки з метою найкращого обліку і використання їх при проектуванні й будівництві.
7. Чим визначається зміст і об'єм інженерно-геодезичних вишукувань?	<b>Ж.</b> Методи топографо-геодезичних вишукувань при перенесенні проектів на місцевість, методи встановлення та вивірення конструкцій, спостереження деформації інженерних споруд.
8. Які роботи виконують при інженерно-геодезичних вишукуваннях?	<b>З.</b> Комплекс інженерно-вишукувальних робіт з прокладанням траси, що відповідає всім вимогам технічних умов, які дають найбільший економічний ефект.
9. Що входить у польові вишукування?	<b>И.</b> Стадія проектування; проектні задачі, розв'язувані на плані; складність ситуації і рельєфу; умови використання існуючої забудови в проекті та ін.
10. Що включає трасування?	<b>К.</b> Тип, вид і розміри проекрованої споруди, місцеві умови і ступінь їх вивченості, а також стадія проектування.

*Спираючись на матеріали розділу та навчальну літературу, студент повинен засвоїти види і завдання інженерних вишукувань, уміти самостійно визначати інженерні вишукування при проектуванні будівель і лінійних споруд залежно від їх розміру і призначення*

## 2. ОПОРНІ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ МЕРЕЖІ

*Інженерно-геодезичні мережі служать геодезичною основою для забезпечення всіх видів геодезичних робіт при будівництві. Вивчення цього розділу допоможе студенту опанувати види та призначення геодезичних мереж України, застосування сучасних методів визначення координат пунктів інженерно-геодезичних мереж на території міст та ділянках майбутнього будівництва.*

### 2.1. Загальні відомості про опорну геодезичну основу

Для забезпечення практично всіх видів інженерно-геодезичних робіт створюються опорні мережі, пункти яких зберігають планові й висотні координати. Ці мережі служать *геодезичною основою* для виконання комплексу проектно-вишукувальних і будівельних робіт на територіях міст, великих промислових, енергетичних, гірничовидобувних об'єктів.

Інженерно-геодезичні мережі являють собою систему геометричних фігур, вершини яких закріплені на місцевості спеціальними знаками. Їх створюють відповідно до розробленого проекту виконання геодезичних робіт (*ПВГР*) [6].

*До опорної геодезичної мережі відносяться:*

- державна геодезична мережа;
- розрядні геодезичні мережі згущення (опорні мережі);
- знімальні геодезичні мережі.

Державна геодезична мережа включає *планову і нівелірну* геодезичні мережі.

*Державна планова* геодезична мережа: українська постійно діюча мережа спостережень *глобальної навігаційної супутникової системи (ГНСС)*; геодезична мережа 1 класу; геодезична мережа 2 класу; геодезична мережа 3 класу.

*Державна нівелірна* геодезична мережа – це нівелірна мережа I класу; нівелірна мережа II класу; нівелірна мережа III класу; нівелірна мережа IV класу.

*Опорні геодезичні мережі* (розрядні геодезичні мережі згущення): опорні постійно діючі мережі спостережень; геодезичні мережі спеціального призначення; мережі триангуляції, трилатерації 4 класу, 1 і 2 розрядів; полігонометрія 4 класу, 1 і 2 розрядів; нівелірна



мережа II, III та IV класів.

*Знімальна планова* геодезична мережа:

- теодолітні ходи з використанням електронних тахеометрів;
- триангуляційні розрядні мережі;
- прямі, зворотні та комбіновані засічки або поєднання їх.

*Знімальна нівелірна* геодезична мережа створюється такими методами: прокладання ходів геометричного та тригонометричного нівелювання; супутникове нівелювання за допомогою *GPS*-метода.

Знімальна геодезична мережа розвивається від пунктів державної геодезичної мережі та опорних геодезичних мереж.

## **2.2. Призначення, види й особливості побудови опорних інженерно-геодезичних мереж**

*Державна геодезична мережа (ДГМ)* – це державна геодезична референтна система координат *УСК-2000* і загальна система координат. До цієї системи входить: *українська перманентна мережа (УПМ) глобальної навігаційної супутникової системи (ГНСС)*; геодезична мережа 1 та 2 класів і геодезична мережа згущення 3 класу.

*УПМ ГНСС* – один із сегментів міжнародної координатної системи *ITRS/TTRF2000*, яка призначена для підтримки загальноземної системи координат, вивчення фігури Землі, геодинаміки, моніторингу рівня морів тощо.

До мережі *УПМ* входить 26 періодичних та постійно діючих станцій, розташованих у містах Ужгороді, Львові, Києві, Полтаві, Миколаєві, Семеїзі, Харкові, Євпаторії, Алчевську, Шацьку та інших містах, які покривають всю територію України через 150 км. Це дає змогу визначати положення пунктів і точок інженерно-геодезичних робіт кінематичним методом у режимі *RTK*.

*УПМ* функціонує в рамках державної геодезичної мережі та розвивається відповідно до постанови Кабінету Міністрів України від 22 грудня 1999 р. № 2359 “Про впровадження на території України Світової геодезичної системи координат *WGS-84*”. *УПМ* та геодезична мережа 1 класу є просторовими побудовами, координати

їх пунктів визначаються винятково супутниковими геодезичними методами.

За основу *УСК-2000* прийнято:

– поверхню відліку референц-еліпсоїда Красовського з параметрами: велика піввісь – 6378245 м, стиснення – 1/298,3 (у міжнародному еліпсоїді *WGS-84* вони дорівнюють відповідно 6378137,0 м та 1/298,257223563);

– масштаб, що дорівнює масштабу системи *ITRS/TTRF2000*;

– осі координат паралельні осям системи *ITRS/TTRF*;

– центр системи координат, якому відповідає мінімальне відхилення поверхні референц-еліпсоїда від реальної поверхні Землі на території України.

Геодезична *мережа 1 класу* включає 815 геодезичних пунктів, віддалених один від одного на відстані 20 – 30 км. Їх планове і висотне положення визначено із супутникових спостережень з середніми квадратичними похибками (*СКП*) 15 – 20 мм.

Геодезичну *мережу 2 класу* складає 5630 пунктів, віддалених один від одного на відстані 8 – 12 км. Їх планове положення визначено із супутникових геодезичних спостережень та лінійно-кутових вимірювань із *СКП* не більше 30 мм.

Геодезична *мережа згущення 3 класу* нараховує 10330 пунктів, побудована методом супутникових спостережень та лінійно-кутових вимірювань, *СКП* визначення координат не перевищує 32 мм. Така точність характерна і для пунктів 4 класу, координати яких отримано за результатами зрівноваження координат старих пунктів тріангуляції як вставок їх у нову *ДГМ*.

Положення пунктів *ДГМ* визначаються в системах координат:

– *просторових прямокутних*  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  (вісь  $Z$  збігається з віссю обертання референт-еліпсоїда, вісь  $X$  лежить у площині нульового меридіана (Гринвіцького), вісь  $Y$  спрямована праворуч);  $X$  і  $Y$  лежать у площині екватора).

– *геодезичних (еліпсоїдальних)*:  $B$  – геодезична широта,  $L$  – геодезична довгота,  $H$  – геодезична висота.

– *плоских прямокутних*  $X$  і  $Y$ , які обчислюються в проекції Гаусса-Крюгера.

*Щільність пунктів ДГМ* усіх класів становить приблизно 1 пункт на 33 км<sup>2</sup>. У містах та промислових районах вона вища, щоб

забезпечити умови для забудови на їх основі місцевих геодезичних мереж за вимогами Інструкції [5].

Геодезичні вимірювання сторін і кутів державної геодезичної мережі вищих класів ведуть на фізичній поверхні Землі та відносять (редують) на поверхню референц-еліпсоїда.

Для правильної організації усіх видів геодезичних робіт створюються *опорні планові інженерно-геодезичні мережі*, пункти яких зберігають координати на території проведення цих робіт.

До опорної геодезичної мережі належить мережа заданого класу точності, яка є основою для подальшої побудови розмічувальних мереж будівельного майданчика.

При цьому опорна геодезична мережа створюється виключно у вигляді замкнених геометричних фігур та прив'язується не менше ніж до трьох пунктів ДГМ або однаковою за точністю опорної геодезичної мережі.

При використанні одночастотних приймачів довжина векторів не повинна перевищувати 20, двочастотних – 50 км. Кут відсічки супутників – не менше ніж  $15^{\circ}$ , інтервал вимірювань – 1, 5, 10, 15 с.

На кожен пункт опорної мережі складається абрис із визначенням віддалі до багатоповерхової забудови та деревної рослинності.

*Планове положення* пунктів опорної геодезичної мережі визначається, як правило, супутниковими (ГНСС) методами [2].

При зрівнюванні замкнених геометричних фігур гранична лінійна похибка не повинна перевищувати 1:20000, а висотна нев'язка не повинна перевищувати  $20\sqrt{L}$ , мм, де  $L$  – довжина замкненої фігури в км.

*Опорні планові геодезичні мережі на будівельних ділянках* або на поверхні гірничого підприємства мають ряд характерних особливостей:

- мережі часто створюються в умовній системі координат із прив'язкою до державної системи координат;
- форма мережі визначається територією, що обслуговується або формою об'єктів, групи об'єктів;
- мережі мають обмежені розміри, часто з незначною кількістю фігур або полігонів;
- короткими довжинами сторін;

- до пунктів мережі ставляться підвищені вимоги щодо стабільності положення в складних умовах їх експлуатації;
- несприятливі умови спостереження.

Особливості, пов'язані з цільовим призначенням мереж, властиві мережам, створюваним для гідротехнічного будівництва, для будівництва мостів, тунелів різного призначення, прецизійних споруд. Наприклад, при будівництві гребель значної висоти у вузьких долинах виникає необхідність побудови багатоярусної мережі.

При створенні мережі для будівництва мостового переходу важко вести вимірювання вздовж берегів. Будівництво тунелів і деяких видів прецизійних споруд висуває підвищені вимоги до точності побудов лише за одним певним напрямком.

Наведені вище вимоги визначають вид опорних мереж по конфігурації і за точністю їх побудови. Вибір схеми побудови залежить від призначення мережі, типу об'єкта, його форми і займаної площі, фізико-географічних умов, необхідної точності, а також від наявності у виконавця вимірювальних геодезичних приладів [11].

Так, розрядні мережі згущення *триангуляції* і *трилатерації* застосовують на невеликих об'єктах, де потрібна висока точність. *Полігонометричні мережі* прокладають на закритій або забудованій території, а *лінійно-кутові* – проектують при створенні мереж підвищеної точності. *Розмічувальні мережі* в основному розвивають на промислових майданчиках.

Залежно від площі майбутнього об'єкта і з урахуванням технології будівництва геодезичні опорні мережі будують декількома послідовними ступенями (рівнями). При цьому можливі сполучення різних видів побудов. Наприклад, для знімальних і розмічувальних робіт лінійно-кутові мережі можуть бути геодезичною основою для подальшого згущення полігонометричними і теодолітними ходами. Розвиток вимірювальних засобів багато в чому визначає вибір методів побудови мереж. Широке впровадження електронних тахеометрів привело до того, що лінійно-кутові мережі та полігонометрію використовують частіше.

*Опорна нівелірна геодезична мережа* (висотна основа) створюється, як правило, методом геометричного нівелювання у вигляді одиночних ходів або систем ходів і полігонів, прокладених між вихідними реперами [6].

Висотна основа використовуються при великомасштабних зніманнях з мінімальною висотою перетину рельєфу (0,5 іноді 0,25 м), а також при вертикальному плануванні території і розмічувальних роботах. На будівельних майданчиках висотну основу часто розвивають нівелюванням III і IV класів.

Використання електронних тахеометрів дозволяє замінити в окремих випадках метод геометричного нівелювання методом тригонометричного.

### 2.3. Оцінка точності побудови інженерно-геодезичних мереж

При проектуванні геодезичних мереж, виходячи з призначення робіт, форми і площі об'єкта необхідно вирішити такі завдання [11]:

- з'ясувати вихідні вимоги до точності побудови мережі;
- визначити кількість ступенів (етапів) розвитку мережі;
- вибрати для кожного ступеня вид побудови мережі;
- призначити загальні вимоги до точності побудови мереж на кожному ступені;
- знайти необхідну точність вимірів для побудови геодезичної мережі на кожному ступені.

Основу будь-якого геодезичного проектування становлять вимоги до точності виконання робіт. Величина середньої квадратичної похибки  $m_F$  функції зрівняних елементів мережі може бути підрахована за формулою [7, 12, 14]

$$m_F = \mu \sqrt{\frac{1}{P_F}}, \quad (2.1)$$

де  $m_F$  – похибка функції найбільш слабкого елемента;  $\mu$  – похибка одиниці ваги вимірювань;  $\frac{1}{P_F}$  – зворотна вага оцінюваного елемента мережі.

Стосовно до побудови опорних інженерно-геодезичних мереж завдання полягає в призначенні або розрахунку похибки функції того або іншого елемента мережі. Оскільки опорні геодезичні мережі розвиваються в кілька етапів, то існують *вихідна* і *поетапна* точності.

За вихідну точність беруть точність визначення положення знімальної точки в плановому і висотному відношенні. *Поетапна точність* – це функція від вихідної точності, що припадає на кожен ступінь (рівень) побудови.

У практиці інженерно-геодезичних робіт існують різні шляхи розв'язування завдання з визначення вихідної і поетапної точності.

*Вихідна точність* може бути задана в технічному завданні, у нормативних документах або отримана розрахунковим шляхом.

Так, при розрахунку точності планової основи для знімальних робіт за вихідну точність беруть середню квадратичну похибку планового положення знімальної точки [11]

$$m_{вих} = 0,2 \text{ мм } M, \quad (2.2)$$

де  $M$  – знаменник масштабу плану.

При розрахунку точності висотної основи для знімальних робіт за вихідну точність може бути прийнято похибку визначення висоти точки за горизонталями. Її обчислюють за формулою

$$m_H = \frac{1}{5} h, \quad (2.3)$$

де  $h$  – висота перетину рельєфу.

Допустима довжина ходу  $L$  полігонометрії між вихідними пунктами, на які він опирається, може бути знайдена з виразу

$$\frac{1}{T} = \frac{\Delta}{L}, \quad (2.4)$$

де  $\frac{1}{T}$  – гранична відносна нев'язка ходу згідно з Інструкцією [9];

$\Delta$  – гранична абсолютна нев'язка ходу.

Наприклад, для полігонометрії підвищеної точності  $1/T = 1/20000$  –  $1/25000$  і  $\Delta = 0,4$  м, допустима довжина ходу  $L$  становить 8 – 10 км.

Аналогічні розрахунки можна виконати для будь-якого виду побудови геодезичних мереж.

Для визначення поетапної точності беруть найбільш розширену послідовність.

Нехай опорна мережа проектується  $n$  ступенями. Загальна (вихідна) похибка буде складатися з сумарних випадкових похибок вимірювань  $m_1, m_2, m_3, \dots, m_n$  в кожному ступені, де індекси означають номер ступеня побудови мережі. Якщо похибки малозалежні, то можна записати

$$m_{вих}^2 = m_1^2 + m_2^2 + m_3^2 + \dots + m_n^2. \quad (2.5)$$

Виходячи з практичної необхідності, для розв'язання рівняння (2.5), ставиться умова, що похибка вимірювань на першому ступені побудови мережі буде похибкою вихідних даних для наступного ступеня. Це можливо, якщо похибки кожного попереднього ступеня будуть у  $K$  раз менше похибок наступного, тобто

$$m_1 = \frac{m_2}{K} = \frac{m_3}{K^2}; \quad m_2 = \frac{m_3}{K} \text{ і т. п.}$$

де  $K$  – коефіцієнт забезпечення точності, який показує, у скільки разів похибка вихідних даних повинна бути менше похибки вимірювань, щоб першою можна було б знехтувати. Для загальних геодезичних робіт, включаючи й опорні геодезичні мережі,  $K$  задають таким, що дорівнює 2, і однаковим для всіх ступенів побудови *геодезичної основи*.

Розглянемо схему побудови геодезичної основи для знімання масштабу 1:500 трьома ступенями [11]. Відповідно для цього випадку

$$m_{заг}^2 = m_1^2 + m_2^2 + m_3^2. \quad (2.6)$$

Вихідну похибку знаходимо за формулою (2.2)

$$m_{вих} = 0,2 \text{ мм} \cdot 500 = 10 \text{ см.}$$

Виразивши похибки  $m_2$  і  $m_3$  у рівнянні (2.4) через похибку  $m_1$ , будемо мати

$$m_2 = K m_1, m_3 = K m_2 = K^2 m_1. \quad (2.7)$$

Підставивши вираз (2.7) у формулу (2.6) і задавши  $K = 2$ , одержимо

$$m_{заг}^2 = m_1^2 + 4m_1^2 + 16m_1^2 = 21m_1^2,$$

Звідки

$$m_1 = \frac{10 \text{ см}}{\sqrt{21}} = 2,2 \text{ см}, m_2 = 4,4 \text{ см}, m_3 = 8,8 \text{ см}.$$

Отримані величини похибок відображують похибки положення пунктів у найбільш слабкому місці схеми побудови мережі кожного ступеня відносно пунктів, на які цей ступінь спирається. Наприклад, припустимо, що  $m_3$  – це похибка в середині теодолітного ходу, що спирається на пункти ходів полігонометрії відповідного розряду;  $m_2$  – похибка в середині полігонометричного ходу, що спирається на пункти триангуляції відповідного класу;  $m_1$  – похибка в слабкому місці мережі триангуляції стосовно її вихідного пункту або взаємного положення двох суміжних пунктів триангуляції [11].

Для визначення необхідної точності вимірювань на кожному ступені згущення геодезичної основи визначають залежність між похибкою вимірювань і похибкою, отриманою для даного рівня із загальних розрахунків.

Якщо із загальних розрахунків для даної мережі згущення отримана похибка пункту в середині зрівняного полігонометричного ходу  $m_2$ , то наприкінці цього ходу вона буде вдвічі більша –  $2m_2$ .

Аналогічні розрахунки можна виконати для будь-якого виду побудови геодезичних мереж.

*Проектуючи розрядні планові інженерно-геодезичні мережі на промислових ділянках або на поверхні гірничих підприємств, необхідно мати на увазі, що за точністю та формою побудови вони повинні задовольняти вимоги не тільки великомасштабного знімання території, але й винесення в натуру головних осей інженерних споруд, меж земельних ділянок, проекту геологорозвідувальних*



виробок та ін. Якщо передбачається використовувати цю мережу для розмічувальних робіт, то в проекті повинні бути додатково враховані вимоги до розмічувальної мережі.

*Точність висотної основи.* Вихідна точність залежно від призначення висотної основи може визначатися вимогами до точності зображення рельєфу; висотного розмічування; точності визначення осідань тощо.

При розвитку мереж нівелюванням II, III і IV класів загальна середня квадратична похибка у висоті репера з урахуванням похибок нівелювання трьох класів буде [13]

$$\Delta h^2 = \Delta_{h_{II}}^2 + \Delta_{h_{III}}^2 + \Delta_{h_{IV}}^2, \quad (2.8)$$

де  $\Delta h \leq 30$  мм.

Для наближених розрахунків задають

$$\Delta h_{II} = \frac{\Delta h_{III}}{K} = \frac{\Delta h_{IV}}{K^2}; \quad \Delta h_{III} = \frac{\Delta h_{IV}}{K}. \quad (2.9)$$

Тоді

$$\Delta h = \Delta h_{IV} \sqrt{\frac{1}{K^4} + \frac{1}{K^2} + 1}$$

або

$$\Delta h = \Delta h_{IV} Q. \quad (2.10)$$

При  $K = 1,5$  і  $Q = 1,28$  одержимо такі допустимі похибки в зрівняних висотах пунктів окремих класів нівелювання:

$$\left. \begin{aligned} \Delta h_{II} &= \frac{m_{\Delta h}}{K^2 Q} = 10,4 \text{ мм} \\ \Delta h_{III} &= \frac{m_{\Delta h}}{K Q} = 15,6 \text{ мм} \\ \Delta h_{IV} &= \frac{m_{\Delta h}}{Q} = 23,4 \text{ мм} \end{aligned} \right\}.$$

Допустимі нев'язки ходів будуть дорівнювати подвоєним значенням цих похибок. Звідси розрахункова довжина нівелірних ходів між реперами на будівельних майданчиках не повинна перевищувати розрахованих і наведених далі значень.

1. У нівелюванні II класу

$$f_{h_{II}} = \Delta h_{II} \sqrt{L} = 5 \sqrt{L}; \quad L = \frac{f^2 h_{II}}{\Delta h_{II}^2} = \frac{432}{25} = 17 \text{ км.}$$

Оскільки нівелювання II класу розвивається замкнутими полігонами і на репері I класу не спирається, то довжина ходів між вузловими точками становить близько 10 км.

2. У нівелюванні III класу

$$f_{h_{III}} = \Delta h_{III} \sqrt{L} = 10 \sqrt{L}; \quad L = \frac{f^2 h_{III}}{\Delta h_{III}^2} = \frac{973}{100} \approx 10 \text{ км.}$$

Якщо нівелювання III класу є самостійною основою, то довжину ходів між вузловими точками полігонів допускають до 7 км.

3. У нівелюванні IV класу

$$f_{h_{IV}} = \Delta h_{IV}^2 \sqrt{L} = 20 \sqrt{L}; \quad L = \frac{f^2 h_{IV}}{\Delta h_{IV}^2} = \frac{2190}{400} \approx 5 \text{ км.}$$

Довжину ходів між вузловими точками в полігонах нівелювання IV класу зменшують до 3 км.

Основні полігони нівелювання II – IV класів прокладають в прямому й оберненому напрямках [13].

Принципи проектування і розрахунків точності висотних мереж ті ж самі, що й планових. Однак треба мати на увазі, що коли за одиницю ваги  $\mu$  у формулі (2.1) береться похибка на 1 км нівелірного ходу, то обернена вага в секціях має дорівнювати довжині секції (у км); якщо  $\mu$  – похибка визначення перевищення на станції, то обернена вага в секціях дорівнює кількості станцій [11].

#### 2.4. Розрахунок необхідної точності вимірювання кутів і ліній

Середня квадратична похибка положення кінцевого пункту полігонометричного або теодолітного ходу з приблизно однаковими сторонами визначається за формулами [2, 12, 13]:

а) для витягнутого ходу

$$M^2 = n m_s^2 + \left( \frac{m_\beta}{\rho} \right)^2 \frac{n+3}{12} [s]^2; \quad (2.11)$$

б) для ходу вигнутої форми

$$M^2 = n m_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{0,i}^2], \quad (2.12)$$

$$M^2 = n m_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{i,n+1}^2], \quad (2.13)$$

де  $m_s$  – середня квадратична похибка вимірювання кожної сторони;  $m_\beta$  – середня квадратична похибка вимірювання кутів;  $[s]$  – довжина полігонометричного ходу;  $n$  – кількість сторін у ході;  $D_{i,n+1}$  – відстань від останньої до кожної точки ходу;  $D_{0,i}$  – відстань між точкою ходу з номером  $i$  та центром ваги ходу.

Розрахунок точності кутових вимірювань. Середня квадратична похибка поперечного зміщення кінцевого пункту ходу виражається формулою

$$m_u = \frac{m_\beta}{\rho} L \sqrt{\frac{n+3}{12}},$$

Звідки

$$m_\beta = \frac{m_u}{L} \rho \sqrt{\frac{12}{n+3}}$$

або

$$m_\beta = \frac{1}{T \sqrt{2}} \rho \sqrt{\frac{12}{n+3}}, \quad (2.14)$$

де  $m_\beta$  – середня квадратична похибка вимірювання кута;  $n$  – кількість кутів;  $\frac{m_u}{L} = \frac{1}{T}$  – середня відносна похибка для даної мережі;  $L$  – довжина всього ходу.

Якщо наперед похибку визначення положення кінцевого пункту вигнутого полігонометричного ходу підрахувати за формулою витягнутого ходу, то при тій же довжині ходу і його ліній завжди одержимо завищене значення величини  $M$ , тому що останній член формули (2.11), завжди буде більше останнього члена формул (2.12), (2.13). Це є слідством того, що при перетворенні вигнутого ходу у витягнутий довжина діагоналей  $D_{i,n-1}$  і  $D_{i,0}$  збільшується. Тому, створюючи деякий запас точності для вигнутих ходів, можна при розрахунках користуватися формулами для витягнутих ходів.

Середню відносну похибку знаходять з виразу

$$\frac{m_L}{L} = \frac{1}{T}, \quad (2.15)$$

де  $L$  – довжина діагоналі, що з'єднує початковий і кінцевий пункти ходу [13].

Якщо при переході від одного ступеня розвитку геодезичної основи до іншого коефіцієнт зниження точності більше 2, то нев'язка

ходу обумовлена в основному впливом похибок вимірювання кутів і ліній.

Виходячи з принципу рівного впливу похибок кутових і лінійних вимірювань для витягнутого ходу, можна записати

$$\frac{m_u}{L} = \frac{1}{T\sqrt{2}}; \frac{m_t}{L} = \frac{1}{T\sqrt{2}}, \quad (2.16)$$

де  $m_u$ ,  $m_t$  – середні квадратичні похибки поперечного і поздовжнього зміщення кінцевої точки ходу відповідно.

*Розрахунок точності лінійних вимірювань.* Залежно від приладів і методів у результатах вимірювань ліній можуть переважати випадкові і систематичні похибки. Якщо вимірювання ліній робити безпосередньо на місцевості із застосуванням стрічки, рулетки або короткобазисного методу, то вплив випадкових і систематичних похибок буде пропорційний.

При вимірюванні ліній світловіддалеміром впливом систематичних похибок можна знехтувати і на результати вимірювань діють лише випадкові похибки.

Припустимо, що лінійні вимірювання супроводжуються тільки випадковими похибками, а систематичні відсутні або значно малі й ними можна знехтувати. Накопичення випадкових похибок у межах кожної лінії виражається формулою

$$m_s = \mu\sqrt{s}, \quad (2.17)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт впливу випадкових похибок лінійних вимірювань;  $s$  – середня довжина лінії, виражена в метрах.

У межах всього ходу з  $n$  сторін накопичення випадкових похибок буде

$$m_t = m_s\sqrt{n}$$

або

$$m_t = \mu\sqrt{sn} = \mu\sqrt{L},$$

де  $L$  – довжина всього ходу.

Допустиму величину  $m_t$  виразимо через відносну точність ходу, тоді

$$m_t = \frac{L}{T\sqrt{2}}. \quad (2.18)$$

Відповідно

$$\frac{L}{T\sqrt{2}} = \mu\sqrt{L},$$

звідки

$$\mu = \frac{\sqrt{L}}{T\sqrt{2}}. \quad (2.19)$$

На підставі (2.18) і (2.19) можна записати

$$m_s = \frac{\sqrt{s}\sqrt{L}}{\sqrt{2}T} = \frac{\sqrt{Ls}}{T\sqrt{2}} = \frac{s\sqrt{n}}{T\sqrt{2}}, \quad \frac{m_s}{s} = \frac{1}{\sqrt{2}T}\sqrt{\frac{L}{s}} \text{ або } \frac{m_s}{s} = \frac{\sqrt{n}}{T\sqrt{2}}, \quad (2.20)$$

де  $\frac{m_s}{s}$  – відносна похибка вимірювання довжини лінії ходу;  $n$  – кількість ліній у ході;  $\frac{1}{T}$  – відносна допустима похибка ходу відповідного класу.

За формулою (2.20) розраховують середню квадратичну відносну похибку вимірювання довжини в полігонометричних і теодолітних ходах, якщо переважає вплив випадкових похибок [13].

На підставі розрахунків у кожному конкретному випадку підбираються відповідні прилади і методи для вимірювання ліній.

Якщо для цієї мети застосовують світлові віддалеміри або короткобазисний метод вимірювання, то необхідності в обчисленні коефіцієнта  $\mu$  не має. Достатньо обчислити лише  $m_s$  і  $\frac{m_s}{s}$  за формулами (2.20) і (2.21).

Якщо при лінійних вимірюваннях поряд з випадковими виникають систематичні похибки, то їх співвідношення виражається рівністю

$$\lambda = \frac{1}{K}\mu.$$

Величина  $K$  в теодолітних і полігонометричних ходах, як правило, коливається в межах від 30 до 40 [13].

Накопичення випадкових і систематичних похибок у кожній лінії ходу визначається формулами

$$m_s = \mu \sqrt{s}, \quad \lambda_s = \lambda s,$$

де  $s$  – середня довжина лінії, виражена в метрах.

Відношення цих величин буде

$$\frac{m_s}{\lambda_s} = \frac{\mu \sqrt{s} K}{s \mu} = \frac{K}{\sqrt{s}}.$$

Звідки

$$\lambda_s = \frac{m_s \sqrt{s}}{K}. \quad (2.21)$$

Сумарна похибка по ходу під впливом випадкових і систематичних похибок визначається з виразу

$$m_t^2 = m_s^2 n + \lambda_s^2 n^2. \quad (2.22)$$

де  $n$  – кількість ліній у ході. З урахуванням формули (2.20) запишемо

$$m_t^2 = m_s^2 n + \frac{m_s^2 s^2}{K^2} n^2 \quad \text{або} \quad m_t^2 = m_s^2 n \left(1 + \frac{L}{K^2}\right).$$

Звідки

$$m_t = m_s \sqrt{n \left(1 + \frac{L}{K^2}\right)}.$$

Якщо позначити

$$\sqrt{1 + \frac{L}{K^2}} = Q,$$

тоді

$$m_t = m_s \sqrt{n} Q. \quad (2.23)$$

На підставі (2.19) і (2.23) запишемо

$$\frac{L}{T\sqrt{2}} = m_s \sqrt{n} Q.$$

Звідки

$$m_s = \frac{L}{T\sqrt{2}\sqrt{n}Q}, \quad (2.24)$$

тому що  $L = ns$ ,

$$m_s = \frac{s\sqrt{n}}{\sqrt{2}TQ}. \quad (2.25)$$

У відносній мірі

$$\frac{m_s}{s} = \frac{\sqrt{n}}{\sqrt{2}TQ}. \quad (2.26)$$

Коефіцієнт впливу випадкових похибок обчислюється за формулою  $\mu = \frac{m_s}{\sqrt{s}}$  або, підставивши  $\frac{m_s}{s}$  з формули (2.26),

$$\mu = \frac{\sqrt{L}}{\sqrt{2}TQ}. \quad (2.27)$$

Величини впливу систематичних похибок у межах однієї лінії можна визначити за формулою (2.21) або, підставивши значення  $m_s$  з формули (2.25), за формулою

$$\lambda_s = \frac{s\sqrt{L}}{\sqrt{2}TQK}. \quad (2.28)$$

Коефіцієнт систематичного впливу виражається



$$\lambda = \frac{\lambda_s}{s}. \quad (2.29)$$

При вимірюванні ліній мірними приладами (підвісні дроти, стрічки або рулетки) коефіцієнт впливу випадкових похибок не повинний перевищувати 0,002.

Якщо в результаті вимірювань ліній присутні випадкові й систематичні похибки, то необхідна точність вимірювання кожної лінії, наприклад, у полігонометричному ході 1-го розряду середня довжина лінії дорівнює 300 м, що відповідає характеристикам: середня похибка вимірювання лінії  $m_s = 0,020$  м, відносна випадкова похибка вимірювання лінії  $\frac{m_s}{s} = \frac{1}{15000}$ ; середня систематична похибка вимірювання лінії  $\lambda_s = 0,010$  м, відносна систематична похибка лінії  $\frac{\lambda_s}{s} = \frac{1}{35000}$  [11].

При вимірюванні ліній світловіддалемірами коефіцієнти впливу випадкових і систематичних помилок втрачають своє значення.

## 2.5. Перетворення прямокутних координат

Наявність на одній території пунктів інженерно-геодезичних мереж у різних системах координат (державна, місцева, локальна) виникає потреба перетворення (*трансформація*) координат пунктів геодезичних мереж з одної прямокутної системи в іншу.

Існують різні методи лінійного і квадратичного (поліноміального) перетворення. У геодезичній практиці найбільшого поширення набули методи афінного і конформного перетворення. Матриця афінного перетворення має вигляд [1, 11]

$$\begin{pmatrix} U \\ V \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} k_x \cos \alpha_x & -k_y \sin \alpha_y \\ k_x \sin \alpha_x & k_y \cos \alpha_y \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X \\ Y \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} C_x \\ C_y \end{pmatrix}, \quad (2.30)$$

де  $U, V$  і  $X, Y$  – координати пунктів вихідної і старої вхідної систем координат;  $k_x, k_y$  – масштабні коефіцієнти за осями абсцис і

ординат;  $\alpha_x, \alpha_y$  – кути поворотів координатних осей системи  $U, V$  відносно  $X, Y$ ;  $C_x, C_y$  – паралельне перенесення початку координат вихідної системи за осями  $X$  і  $Y$ .

Для визначення шести параметрів перетворення  $(k_x, k_y, \alpha_x, \alpha_y, C_x, C_y)$  необхідно мати як мінімум координати трьох пунктів у двох системах, а з метою контролю – чотири і більше для розв'язання задачі методом найменших квадратів (МНК). Для оцінювання точності параметрів з урахуванням похибок опорних пунктів потрібна кореляційна матриця похибок координат  $m_{x_i}, m_{y_i}$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ), де  $n$  – кількість опорних пунктів.

Метод афінної трансформації не забезпечує паралельності напрямлень геодезичних мереж, що порушує умову конформності зображення. Тому даний метод може знайти застосування для визначення характеристик об'єктів будівництва та земної поверхні, зокрема у гірничій справі.

Для трансформації координат геодезичних мереж використовується *метод конформного перетворення* – метод Гельмерта. Умовою метода Гельмерта є рівність масштабних коефіцієнтів і кутів повороту координатних осей обох систем (координатних мереж). Тоді матриця (2.30) запишеться

$$\begin{pmatrix} U \\ V \end{pmatrix} = k \begin{pmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha \\ \sin \alpha & \cos \alpha \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X \\ Y \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} C_x \\ C_y \end{pmatrix}. \quad (2.31)$$

Матриця (2.31) забезпечує рівність кутів і пропорційність довжин ліній за одним масштабним коефіцієнтом, кількість визначуваних параметрів чотири  $(k, \alpha, C_x, C_y)$ , мінімальна кількість опорних пунктів два [1].

Для відображення *просторового положення пункту* або будь-якої точки в геодезії використовують дві системи координат:

- просторову геоцентричну систему криволінійних координат (широту  $B$  і довготу  $L$ ), які визначають положення нормалі до поверхні референц-еліпсоїда Красовського;

- нормальну висоту  $H$  – віддаль від точки до квазігеоїда (геоїда) по нормалі до еліпсоїда.

Супутникові системи визначають прямокутні координати в загальноземних системах *GPS* – у системі координат *WGS-84*, *ГЛОНАСС – ПЗ-90*.

У зв'язку з тим виникає питання перетворення координат в системи *СК-42*, *СК-2000*, *СК-63* або місцеву систему координат, яку найчастіше використовують в інженерній геодезії [1]:

Для того, щоб виконати трансформацію координат з однієї системи в іншу, необхідно визначити параметри перетворення:

– координати зміщення початку координат двох систем  $\Delta X_0, \Delta Y_0, \Delta Z_0$ ;

– кути повороту координатних осей  $\omega_x, \omega_y, \omega_z$ ;

– масштабний коефіцієнт  $1-\mu$ , який має значення лише в тих випадках, коли точність визначення його достатньо висока (при великій кількості надлишкових вимірювань).

Перетворення координат з однієї просторової системи координат в іншу виконується за формулами [11]

$$\left. \begin{aligned} X_R &= X_r(1-\mu) - Z_r\omega_y + Y_r\omega_z + \Delta X_0 \\ Y_R &= Y_r(1-\mu) - Z_r\omega_x + X_r\omega_z + \Delta Y_0 \\ Z_R &= Z_r(1-\mu) - Y_r\omega_x + X_r\omega_y + \Delta Z_0 \end{aligned} \right\}, \quad (2.32)$$

де  $X_R, Y_R, Z_R$  і  $X_r, Y_r, Z_r$  – координати нової (вихідної) і старої (вхідної) систем координат.

Для визначення параметрів перетворення координат необхідно мати декілька вихідних пунктів (три-чотири), координати яких є в обох системах координат. В такому випадку можна обчислити різницю координат однойменних пунктів:

$$\left. \begin{aligned} \delta X_i &= \Delta X_0 - Z_{r_i} \omega_y + Y_{r_i} \omega_z + X_{r_i} \mu - (X_{R_i} - X_{r_i}) \\ \delta Y_i &= \Delta Y_0 + Z_{r_i} \omega_x - X_{r_i} \omega_z + Y_{r_i} \mu - (Y_{R_i} - Y_{r_i}) \\ \delta Z_i &= \Delta Z_0 - Y_{r_i} \omega_x + X_{r_i} \omega_y + Z_{r_i} \mu - (Z_{R_i} - Z_{r_i}) \end{aligned} \right\}. \quad (2.33)$$

При наявності надлишкових вимірювань параметри перетворення знаходять використовуючи функцію [1]

$$\sum_{i=1}^n \delta X_i^2 = \sum_{i=1}^n \delta Y_i^2 = \sum_{i=1}^n \delta Z_i^2 \rightarrow \min. \quad (2.34)$$

Виконання умови (2.34) не дає ідеальну точність, оскільки для обчислення просторових координат  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  знаходять за криволінійними координатами  $B$ ,  $L$ ,  $H_H$ , тому необхідно знати аномалію висоти  $a$ . Тоді можна перейти від нормальної висоти до геодезичної  $H_r$ .

$$H_r = H_H + a.$$

Аномалії висоти відомі в рідкісних випадках, тому параметри перетворення визначають на обмежених територіях, як правило, не більше 30 – 40 км.

### Завдання для самостійного розв'язування

1. Визначити середню квадратичну похибку поперечного зміщення кінцевого пункту  $k$ -ї сторони ( $k = 5$ ) ланцюжка трикутників, якщо  $s = 4$  км,  $m_{\alpha k} = 1,3''$ ,  $m_{\beta} = 2,0''$ ,  $n = 9$ .

2. Визначити середню квадратичну відносну похибку  $\frac{m_s}{s}$  довжини суміжної сторони трикутника, якщо  $k = 6$ ,  $\frac{m_b}{b} = \frac{1}{100000}$ ,  $m_\beta = 5,0''$ .

3. Розрахувати необхідну точність лінійних вимірювань для полігонометрії 2-го розряду, якщо довжина ходу 1,2 км,  $m_\beta = 2''$ ,  $m_s = 2$  см,  $n = 8$ .

### Питання для самоконтролю

1. Що являє собою державна геодезична мережа України?
2. Види геодезичних мереж.
3. Які мережі включає опорна геодезична мережа?
4. Назвіть характерні особливості інженерно-геодезичних мереж.
5. Які вирішуються основні завдання при проектуванні інженерно-геодезичних мереж?
6. Чим викликана необхідність проектувати геодезичну основу декількома рівнями (ступенями)?
7. Для чого виконують розрахунок точності проекту геодезичних мереж?
8. Принцип визначення координат супутниковим методом.
9. Які похибки присутні при вимірюванні довжин ліній в полігонометричному ході світловіддалеміром? Дайте пояснення, якщо вони відсутні.
10. Які похибки присутні при вимірюванні довжин ліній в полігонометричному ході дротом чи рулеткою? Дайте пояснення, якщо вони присутні.
11. Чому дорівнює сумарна середня квадратична похибка висоти репера IV класу з урахуванням похибок нівелювання?
12. Дайте визначення точності, детальності великомасштабних топографічних планів.

### **3. МЕТОДИ ПОБУДОВИ ОПОРНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖ**

*Вибір виду мережі залежить від її призначення, характеристики об'єкта і необхідної точності. Мета вивчення цього розділу полягає в засвоєнні студентом видів, основних характеристик інженерно-геодезичних мереж та в умінні самостійно вибирати раціональні схеми, методи і прилади для побудови мереж та оцінювати їх точність.*

#### **3.1. Схеми і методи побудови опорних планових інженерно-геодезичних мереж**

Опорні мережі є геодезичною основою для топографічних знімачів, виконання розмічувальних робіт при будівництві наземних і підземних об'єктів, спостереження за деформаціями земної поверхні та споруд, розташованих на ній, установкою і вивіркою технологічного обладнання тощо. Таке широке використання опорних геодезичних мереж визначають різні схеми і методи їх побудови.

*Щільність пунктів опорної геодезичної мережі:* на території міст та промислових об'єктів – не менше 8, в інших населених пунктах – не менше чотирьох, на незабудованій території – один пункт на 1 км<sup>2</sup>.

*Планові розрядні інженерно-геодезичні мережі згущення* формуються методами триангуляційних, полігонометричних, лінійно-кутових, трилатераційних побудов і геодезичних будівельних сіток.

*Мережі триангуляції, трилатерації і ходи полігонометрії* прокладаються в разі втрати геодезичних пунктів опорної мережі або в разі неможливості проведення супутникових спостережень на забудованій території [6].

##### **3.1.1. GPS - метод для побудови інженерно-геодезичних мереж**

Основним методом побудови планових геодезичних мереж є *GPS - метод*, за яким визначені координати пунктів ДГМ. Даний метод спостережень актуальний при побудові інженерно-геодезичних мереж на забудованих територіях в умовах обмеження взаємної видимості між пунктами. Довжина сторін (вектор) таких мереж знаходиться в межах від 2 до 7 км, рідко перевищує 10 км.

Конструкція таких мереж повинна включати замкнені геометричні фігури (трикутник, полігон, центральна система, геодезичний чотирикутник) з прив'язкою не менше ніж до трьох опорних пунктів.

Для врахування впливу випадкових  $a$  і систематичних  $b$  похибок приймача згідно з його регресійним рівнянням точності  $m_{S_0} = a + b S$ , де  $S$  – довжина вектора у кілометрах, встановлено, що довгу базу доцільно ділити на  $N = bS/a$  частин або брати вектор довжиною  $S_1 = S/N = a/b$  в кілометрах.

Для приладів *Trimble 4600 LS* вектор  $S$  сягає 5 км, для *Trimble 5700* – 10. Це варто враховувати в проектах побудови мереж у містах. При визначенні тривалості сесій при *GPS* - спостереженнях необхідно брати до уваги технічні можливості приймача, розташування і кількість супутників, місцеві особливості приймання сигналів (наявність забудов, дерев, установок електромагнітного випромінювання, можливості проходження радіосигналів від супутника до приймача тощо).

Основним критерієм точності *GPS* - спостереженнях при створенні інженерно-геодезичних мереж є абсолютна і відносна похибки вимірювання вектора. Точність *GPS* - вимірювань залежить переважно від тривалості спостережень. Похибка вимірювання довжини вектора обчислюється за формулою

$$m_{S_i} = (a + bS_i) \sqrt{\frac{t_0}{t_i}} \quad \text{або} \quad t_i = \left( \frac{a + bS_i}{m_{S_i}} \right)^2 t_0,$$

де  $m_{S_i}$  – похибка вимірювання вектора;  $t_0$  – тривалість спостережень (5 – 10 хв), при якій забезпечується однозначність;  $t_i$  – тривалість вимірювання вектора  $S_i$  ( $t_i \leq t_0$ );  $a + bS_i$  – регресійне рівняння приймача.

Такий підхід враховує традиційну в геодезичних вимірюваннях кількість прийомів, яка автоматично реалізується в приймачі й згідно з теорією похибок зменшує вплив випадкових і частково систематичних.

Якщо задати, що  $a \approx bS_i$ , то при  $S_i \approx 10$  км тривалість спостережень для  $m_S \leq 5$  мм в сприятливих умовах становитиме 4 години [1]. На векторах 2 км, при  $m_S \leq 5$  мм час спостережень теоретично зменшиться до 20 хв, а на практиці його треба збільшувати до 40 – 60 хв.

*GPS* - спостереження виконують кількома сесіями, кількість яких визначається за формулою [11, 9]

$$n = \frac{N - k}{r - k},$$

де  $N, k$  – кількість пунктів мережі, що визначаються і перекриваються між сесіями;  $r$  – кількість робочих приймачів.

Результати *GPS* - спостережень обробляють за допомогою програмного забезпечення виробників даної техніки, спочатку отримують геодезичні координати пунктів ( $B$  – широту,  $L$  – довготу) на еліпсоїді *WGS-84*, потім переходять на еліпсоїд Красовського і прямокутні координати пунктів ( $X, Y$ ) на площині проєкції Гаусса-Крюгера. При опрацюванні вимірювань дуже важливо отримати дані про оцінку точності просторового положення кожного пункту мережі, похибку довжини азимута вектора і його відносну похибку.

### 3.1.2 Мережі триангуляції і трилатерації

*Планове положення* пунктів опорної геодезичної мережі визначається, як правило, супутниковими (*ГНСС*) методами [6].

Слідє зауважити, що на практиці залишається традиційний метод триангуляції для побудови геодезичних мереж, але в сучасних умовах у зв'язку з можливим впровадженням одночасного вимірювання горизонтальних кутів і довжин ліній електронними тахеометрами триангуляція трансформується в лінійно-кутову мережу.

Мережа *триангуляції* використовується як геодезична основа для топографо-геодезичних зніманих і розмічувальних робіт, а також для спостережень за деформаціями споруд і зсувними процесами.



Триангуляцію розвивають на всій території будівельного майданчика одного класу (розряду).

Вибір класу мережі визначається в основному площею знімачь. Для інженерних цілей переважно розвивають розрядні геодезичні мережі згущення 4 класу, 1 і 2 розрядів. Основні характеристики триангуляції для геодезичних робіт широкого призначення наведені в табл. 3.1 [9]. Особливістю триангуляційної мережі є необхідність дотримання вимог точності у взаємному положенні суміжних пунктів або пунктів, розділених двома-трьома сторонами.

Таблиця 3.1

Основні характеристики розрядної триангуляції

Показники	4 клас	1 розряд	2 розряд
Довжина сторони трикутника, км	5	5	3
Мінімально допустима величина кута, град			
– у суцільній мережі			
– сполучного ланцюга	20	20	20
трикутників	30	30	30
– у вставці	30	30	20
Кількість трикутників між вихідними сторонами або між вихідним пунктом і вихідною стороною	10	10	10
Мінімальна довжина вихідної сторони, км	2	1	1
Граничне значення (СКП) кута, що обчислена за нев'язками у трикутниках, с	2	5	10
Гранична допустима нев'язка в трикутнику, с	8	20	40
Відносна похибка вихідної сторони (базисної), не більше	1/200000	1/50000	1/20000
Відносна похибка визначення довжини сторони в найбільш слабкому місці, не більше	1/50000	1/20000	1/10000

У триангуляційних мережах, призначених для спостережень за зміщеннями споруд, питання про кількість і розташування пунктів вирішується індивідуально – з урахуванням розташування осей і

точок розмічувальних споруд. Пункти розташовують якнайближче до споруди, але так, щоб стабільність у положенні пунктів не порушувалася.

Характерною рисою триангуляційних мереж, призначених для вимірювання планових зміщень об'єкта і недоступних відстаней, є високі вимоги до точності визначення координат пунктів (2 – 5 мм) при невеликих довжинах сторін. Однак з огляду на трудомісткість спостережень триангуляцію використовують найчастіше для контролю стійкості опорних пунктів, розташованих у зонах деформації. Два пункти мережі, як мінімум, треба з'єднувати з точками, що закріплюють головну або основну вісь об'єкта.

Для розмічувальних робіт триангуляція може бути безпосередньою геодезичною основою, з пунктів якої виконується розмічування споруд, або для розвитку мереж нижчих розрядів, які у свою чергу використовуються як розмічувальні мережі. Прикладом може служити мережа спеціальної триангуляції для будівництва гідротехнічних споруд, тунелів, мостів. Основні характеристики спеціальної триангуляції подані в табл. 3.2 [11].

Таблиця 3.2

Основні характеристики геодезичних мереж

Тунельна триангуляція						
Розряд	Довжина тунелі, км	Довжина сторони, км	Середня квадратична похибка		Відносна похибка сторони	
			вимірювання кута $m_{\beta}, c$	дирекційного кута слабкої сторони $m_{\alpha}, c$	вихідної, $\frac{m_b}{b}$	слабкої $\frac{m_a}{a}$
1-й	Більше 8	4-10	0,7	1,5	1/400000	1/200000
2-й	5 – 8	2–7	1,0	2,0	1/300000	1/150000
3-й	0,5–5	1,5–5	1,5	3,0	1/200000	1/120000
4-й	0,25–3	1–3	2,0	4,0	1/50000	1/70000
Гідротехнічна триангуляція						
1-й	Встановлюються спеціальними розрахунками					
2-й		0,5–1,5	1,0	-	1/300000	1/150000
3-й		0,3–1,0	1,5	-	1/200000	1/120000
4-й		0,2–0,8	2,0	-	1/50000	1/70000

З наведеної вище табл. 3.2 випливає, що характеристики спеціальних мереж тріангуляції відрізняються від широкого призначення переважно зменшенням довжин сторін. Ця обставина приводить до підвищення вимог центрування теодолітів та візирних цілей при кутових вимірах. Спеціальні тріангуляційні мережі на промислових і гірничодобувних площадках, на відміну від опорних геодезичних мереж, мають відносно невеликі розміри та обмежену кількість фігур. Вони створюються на конкретний об'єкт або групу близькорозташованих об'єктів, або на конкретне промислове підприємство, населений пункт, ділянку будівництва гідротехнічних споруд і т. п.

При побудові спеціальних геодезичних мереж методом аналітичної тріангуляції найбільш типовими схемами є *ланцюги трикутників* (для лінійно протяжних об'єктів), *центральні системи* (для міських і промислових територій), *геодезичні чотирикутники* (для мостових і гідротехнічних споруд), *вставки пунктів у трикутники* і невеликі мережі з цих фігур (рис. 3.1). Можливі й комбіновані побудови.

На територіях, де розрядні опорні геодезичні мережі відсутні або знаходяться на значній відстані, проектують *локальні мережі*.

Точність розмічувальних мереж перебуває у прямій залежності від типу споруд і конкретно розв'язуваних завдань і складає часто 1 – 2 см. У спеціальних геодезичних мережах призначається більш висока точність 3 – 5 мм.

Для *априорної оцінки точності елементів ряду трикутників* з усіма вимірними кутами і зв'язуючими сторонами (див. рис. 3.1, а) доцільно використовувати програму “Топоград”, яка допоможе визначити середні квадратичні похибки найслабшої сторони  $m_c$ , дирекційний кут  $m_\alpha$ , поперечне  $m_u$  і поздовжнє  $m_t$  зміщення середнього пункту ряду.

Попередню оцінку точності деяких схем і побудов тріангуляції можна визначити за наближеними формулами (3.1) – (3.7).

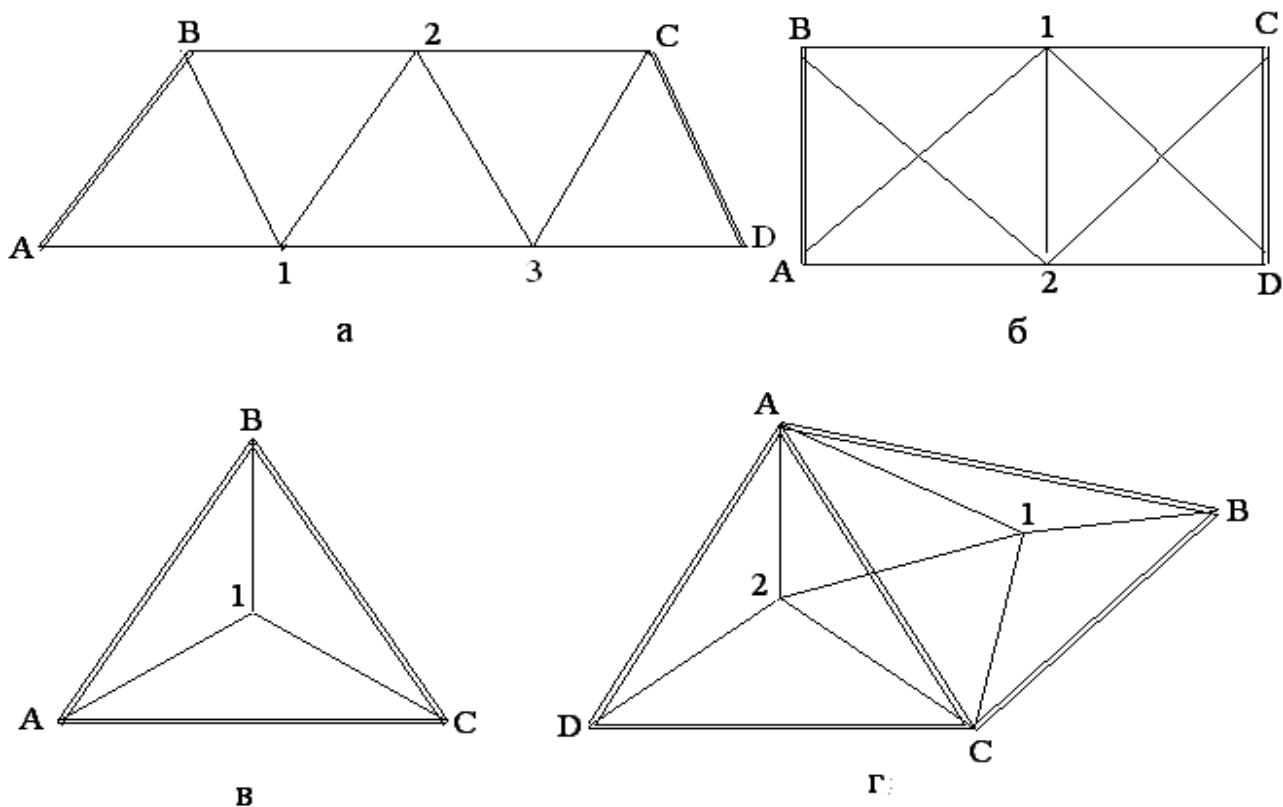


Рис. 3.1. Типові схеми триангуляції: а – ланцюжок суцільних трикутників; б – ланцюжок геодезичних чотирикутників; в – вставка пункту в трикутник; г – вставка двох пунктів у жорсткий каркас

Поздовжнє зміщення  $m_t$  триангуляційного ряду, що складається з приблизно рівносторонніх трикутників, при зрівнюванні його за умови фігур розраховують за формулою [2, 11, 12]

$$m_t = L \sqrt{\frac{m_b^2}{b^2} + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \frac{4n^2 + 3n + 5}{9n}}, \quad (3.1)$$

де  $L$  – довжина діагонального ряду;  $\frac{m_b}{b}$  – відносна середня квадратична похибка вимірювання вихідної сторони;  $m_\beta$  – середня квадратична похибка вимірювання кута;  $n$  – число проміжних сторін у мережі, з яких складається довжина діагонального ходу  $L$ ; знак плюс перед  $3n$  береться при парній кількості трикутників у ряді, а знак мінус – при непарній.

Поперечне зміщення  $m_u$  такого ж ряду  $i$  за тих самих умов обчислюється за такими формулами:

при *парній кількості* трикутників у ряді

$$m_u = \frac{L}{\rho} \cdot \sqrt{m_\alpha^2 + \frac{2}{15} m_\beta^2 \left( \frac{n^2 + n + 3}{n} \right)}, \quad (3.2)$$

при *непарній кількості*

$$m_u = \frac{L}{\rho} \cdot \sqrt{m_\alpha^2 + \frac{m_\beta^2}{15} \left( \frac{2n^2 + 5n + 5}{n} \right)}, \quad (3.3)$$

де  $m_\alpha$  – середня квадратична похибка дирекційного кута вихідної сторони.

При *оцінці триангуляційних мереж*, які призначаються для виконання розмічувальних робіт, міняється формулювання задачі. Замість знаходження похибок слабких сторін, дирекційних кутів або координат при відомій точності вимірювання кутів та вихідних сторін доводиться знаходити похибки кутів і вихідних сторін з урахуванням допусків, тобто визначати необхідний клас (розряд) мережі. У цьому випадку клас мережі встановлюється на основі порівнювання знайдених значень  $m_\beta$  і  $\frac{m_\beta}{b}$  з наведеними в табл. 3.1 і 3.2.

Точність вихідних сторін визначають відповідно до таких умов:

- при зрівнюванні триангуляційних мереж знаходять поправки для кутів напрямків або координат;
- вихідні сторони вважають вимірними з таким запасом точності, що похибки в них істотно не впливають на обчислювання поправки.

Вихідні сторони потрібно вимірювати з похибками в два – три рази меншими, ніж похибка найбільш слабкої сторони [11], тобто щоб

$$\frac{m_b}{b} \leq \frac{1}{2} \left( \frac{m_s}{s} \right) \text{ або } \frac{1}{3} \left( \frac{m_s}{s} \right).$$

На сьогодні замість методу триангуляції використовують принципово новий метод визначення координат і приростів координат – супутниковий, у якому замість звичних пунктів геодезичної мережі з відомими координатами використовують супутники, координати яких можна обчислити на будь-який час.

При геодезичному забезпеченні будівництва будівель (споруд) у ряді випадків виникають труднощі з проведенням високоточних кутових вимірювань через наявність коротких сторін мережі та будівельних перешкод. У таких умовах ефективно створювати мережі методом трилатерації.

Трилатерацію будують у вигляді вільних мереж, що складаються з окремих типових фігур (центральної систем, геодезичних чотирикутників) або їх комбінацій. Метод трилатерації застосовують для побудови опорних геодезичних мереж 4 класу, а також мереж згущення 1 і 2 розрядів різного призначення. У мережах трилатерації повинні дотримувати вимоги, наведені в табл. 3.3 [9].

Таблиця 3.3

Основні вимоги до мереж трилатерації

Показники	4 клас	1 розряд	2 розряд
Довжина сторони трикутника, км.	2 – 5	0,50 – 5	0,25 – 3
Мінімальний кут у трикутника, град	30	20	20
Мінімальний кут у чотирикутника, град	25	25	25
Кількість трикутників між вихідними сторонами або між вихідним пунктом і вихідною стороною	–	10	10
Мінімальна довжина вихідної сторони, км	2	1	1
Відносна середня квадратична похибка вимірювання сторони мережі	1/40000	1/20000	1/10000

В основі розрахунків точності побудов мереж трилатерації лежить зв'язок між похибкою  $m_\alpha$  кута А трикутника і похибками

$m_a, m_b, m_c$  його сторін  $a, b, c$ . Цей зв'язок при  $m_a = m_b = m_c = m_s$  встановлюється формулою [12, 15]

$$m_\alpha = m_s \sqrt{\frac{1}{P_A}},$$

де  $m_s$  – середня квадратична похибка вимірювання сторін;  $\frac{1}{P_A}$  – обернена вага вимірювання сторін.

Базовою фігурою мережі трилатерації є трикутник з вимірюваними сторонами  $a, b, c$  (рис. 3.2), а кути в трикутнику обчислюють за однією з формул (3.4) [11, 15]

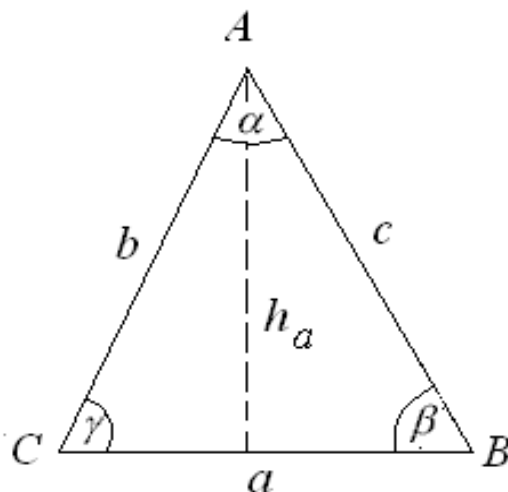


Рис. 3.2. Схема трикутника трилатерації

$$\left. \begin{aligned} \cos \frac{\alpha}{2} &= \sqrt{\frac{p(p-a)}{bc}}; \\ \sin \frac{\alpha}{2} &= \sqrt{\frac{(p-b)(p-c)}{bc}}; \\ \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} &= \sqrt{\frac{(p-b)(p-c)}{p(p-a)}}; \end{aligned} \right\}, \quad (3.4)$$

$$p = \frac{a+b+c}{2},$$

де  $p$  – периметр сторін трикутника.

Середня квадратична похибка  $m_\alpha$  обчисленого кута  $\alpha$  може бути визначена за формулою [8].

$$m_\alpha^2 = \rho^2 (A^2 m_a^2 + B^2 m_b^2 + C^2 m_c^2),$$

де  $m_a, m_b, m_c$  – середні квадратичні похибки вимірювання сторін.

$$A = \frac{1}{h_a}; B = A \sqrt{1 - \left(\frac{h_a}{b}\right)^2}; C = A \sqrt{1 - \left(\frac{h_a}{c}\right)^2}.$$

тут  $h_a$  – висота трикутника, опущена з вершини на сторону  $a$ , визначається графічно або обчислюється за формулою.

$$h_a = \frac{2p(p-a) \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}{a}.$$

Підсумковим контролем обчислень для кожного трикутника служить рівність

$$Aa - Bb - Cc = 0.$$

За похибкою вимірювання кута можна визначити точність вимірювання сторін

$$\frac{m_s}{s} = \frac{m_\alpha}{\rho \sqrt{2}}.$$

Для лінійно протяжних об'єктів мережу трилатерації створюють з ланцюжка *трикутників* (рис. 3.3, а). Одним з основних недоліків витягнутого ряду ланцюжка трикутників з вимірюваними сторонами є те, що в таких мережах поперечне зміщення ряду істотно перевищує поздовжнє. Це веде до неоднорідності похибок ряду та висуває підвищенні вимоги до розрахунку необхідної частоти твердих азимутів.

Для оцінки точності ряду *рівносторонніх трикутників трилатерації* використовують такі формули [11, 12]:

а) для поздовжнього зміщення

$$m_t = m_s \sqrt{\frac{N}{2}} \quad (\text{при } N \text{ парному});$$

$$m_t = m_s \sqrt{\frac{N-1}{2}} \quad (\text{при } N \text{ непарному}),$$

де  $N$  – кількість фігур ряду;



б) для поперечного зміщення

$$m_u = m_s \sqrt{0,111k^3 + 0,25k^2 + 1,3k},$$

де  $k$  – порядковий номер суміжної сторони;

в) для дирекційного кута суміжної сторони  $k$

$$m_{\alpha_k} = \frac{m_s \rho}{s} \sqrt{1,33k + 0,67},$$

де  $s$  – довжина сторони трикутника.

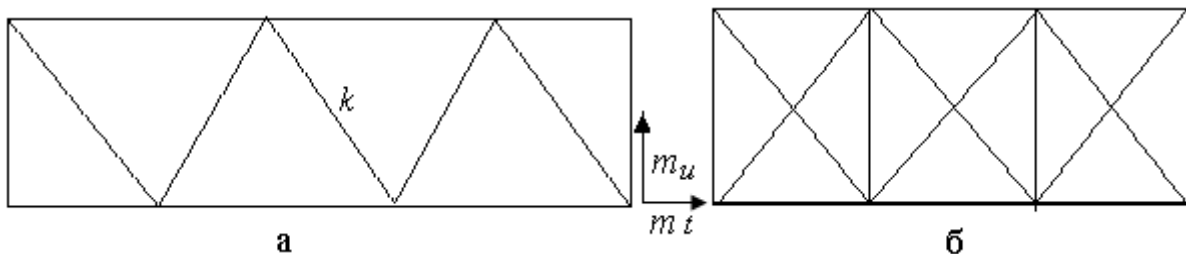


Рис. 3.3. Схеми мережі трилатерації з ланцюга трикутників

Ще одним з недоліків мереж трилатерації з трикутників є відсутність контролю якості вимірювання для кожної фігури, тому що сума обчислених кутів трикутника завжди дорівнює  $180^0$  при будь-яких похибках вимірювання довжини сторін, навіть при грубих промашках. Тому на практиці більш часто використовують мережі з геодезичних чотирикутників (див. рис. 3.3, б).

У кожному геодезичному чотирикутнику вимірюють шість сторін, причому одна з них (будь-яка) є надлишкова і може бути обчислена. Це може служити польовим контролем якості вимірювання довжин. Крім того, геодезичний чотирикутник є жорсткою фігурою і ряд, що складається з них, має більш високу точність.

Оцінка точності ряду геодезичних чотирикутників, що складаються з квадратів і зрівняних за умови фігур, може бути виконана за формулами:

$$m_t = m_s \sqrt{0,9N},$$

$$m_u = m_s \sqrt{0,67N^3 - 0,13N^2 + 0,98N + 1,4},$$

$$m_{\alpha_k} = \frac{m_s \rho}{s} \sqrt{2N}.$$

Оцінку точності вимірювання сторін за заданою середньою квадратичною похибкою взаємного положення пунктів  $M$  мережі трилатерації, об'єднаних вимірюною стороною, можна виконати за наближеною формулою

$$m_s = 1,4h_s \frac{M}{s},$$

де  $s$  – найбільша сторона мережі;  $h_s$  – висота, опущена на сторону  $s$  із протилежного їй кута.

Для ряду трикутників довільної форми, орієнтованого вздовж осі  $u$ , похибки  $m_{x_k}$  і  $m_{y_k}$  будь-якого  $k$ -го пункту можуть бути отримані за такими наближеними формулами:

$$m_{x_k} = 1,2m_s \sqrt{\sum_{i=1}^{k-1} A_i^2 \Delta y_{ki}^2}, \quad m_{y_k} = 1,9m_s \sqrt{\sum_{i=1}^{k-1} A_i^2 \Delta x_{ki}^2}, \quad (3.5)$$

де  $i$  – номер пунктів між вихідним і оцінюваним;  $A_i = 1/h_i$  – коефіцієнт;  $h_i$  – висота, опущена зі суміжного кута на протилежну сторону [2].

Формули (3.5) дають похибку відносно строгої оцінки не більше 10 %. Прирости координат  $\Delta x$  і  $\Delta y$  і висоти  $h_i$ , що входять у формули (3.5), визначають зі схеми трилатерації графічно [15].

Мережі трилатерації мають широке застосування у практиці геодезичних робіт при будівництві висотних будівель, веж, атомних електростанцій, прецизійних споруд, а також при монтажі складного технологічного і гірничого обладнання. Трилатерація з короткими

сторонами називається *мікротрилатерацією*, іноді це єдино можливий метод створення геодезичної основи для проведення розмічувальних робіт.

### 3.1.3. Лінійно-кутові мережі

Упровадження в практику геодезичних робіт світловіддалемірів, електронних тахеометрів та інших сучасних приладів, що дозволяють з високою точністю вимірювати відстані, обумовило застосування *лінійно-кутових мереж*.

*Лінійно-кутова мережа* – це мережа, в якій виміряються всі або частина кутів та сторін. Порівняно з триангуляцією і трилатерацією лінійно-кутова мережа менше залежить від геометрії фігур. Значно зменшується залежність між поздовжнім і поперечним зміщеннями та забезпечується жорсткий контроль кутових і лінійних вимірювань. Лінійно-кутова мережа дозволяє обчислювати координати пунктів точніше, ніж у триангуляції і трилатерації приблизно в 1,5 раза [15].

При зрівнюванні лінійно-кутових мереж виникає питання про співвідношення похибок кутових і лінійних вимірювань. Це співвідношення вважається прийнятним, якщо:

$$\frac{m_{\beta}}{\rho} : \frac{m_s}{s} = 1.$$

На практиці намагаються витримати співвідношення

$$\frac{1}{3} \geq \left( \frac{m_{\beta}}{\rho} \right) \div \left( \frac{m_s}{s} \right) \geq 3.$$

При  $\frac{m_{\beta}}{\rho} \div \frac{m_s}{s} \leq \frac{1}{3}$  лінійні вимірювання практично не підвищують точність елементів мережі; при  $\frac{m_{\beta}}{\rho} \div \frac{m_s}{s} \geq 3$  одночасне вимірювання кутів і довжин практично також майже не підвищують, тому що

точність елементів трилатерації і лінійно-кутової мережі стає фактично однаковою.

Для оцінки точності проекту лінійно-кутової мережі з рівносторонніх трикутників можна використати формулу для обчислення середньої квадратичної похибки  $m'_s$  суміжної  $k$ -ї сторони при вимірюванні всіх сторін і кутів [15]

$$\left(m'_s\right)_k^2 = m_s^2 - \frac{6m_s^4}{9m_s^2 + 2\frac{s^2}{\rho^2}m_\beta^2}. \quad (3.6)$$

Ця формула справедлива і для випадку, коли виміряні всі кути і тільки суміжні сторони. Якщо в лінійно-кутовій мережі сторона безпосередньо не вимірюється, то

$$\left(m'_s\right)_k^2 = \frac{m_s^2}{3} - \frac{2(n-3)s^2}{3n} \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (3.7)$$

Середня квадратична похибка кута  $m'_\beta$  в рівносторонньому трикутнику при вимірюванні всіх кутів і ліній після зрівнювання обчислюється за формулою

$$\left(m'_\beta\right)^2 = m_\beta^2 - \frac{m_\beta^2 \left( m_s^2 + \frac{s^2}{\rho^2} m_\beta^2 \right)}{3m_s^2 + \frac{s^2}{\rho^2} m_\beta^2}. \quad (3.8)$$

У вищезазначених формулах прийняті позначення:  $m_s$ ,  $m_\beta$  – середні квадратичні похибки вимірювання сторони і кута;  $s$  – довжина сторони трикутника;  $n$  – кількість трикутників ланцюга.

Значне підвищення точності в лінійно-кутових мережах виникає при визначенні похибок координат пунктів.

При зрівнюванні лінійно-кутових мереж важливо правильно встановити співвідношення ваги виміряних кутів і довжин сторін. Ваги виміряних довжин і кутів обчислюють за формулами [15]

$$P_{\beta} = \frac{\mu^2}{m_{\beta}^2}; P_s = \frac{\mu^2}{m_s^2}.$$

Для зручності обчислень задають  $\mu^2 = m_{\beta}^2$  й при зрівнюванні за кутами одержують

$$P_{\beta} = 1; P_s = \frac{m_{\beta}^2}{m_s^2}.$$

При обчисленні ваги треба пам'ятати, що розмірність  $m_s$  і  $m_{\beta}$  повинна відповідати розмірності нев'язкам. Наприклад, якщо нев'язка обчислюється в кутових секундах і лінійних сантиметрах, то ці розмірності повинні використовуватися і при обчисленні ваги.

Одним з прикладів лінійно-кутових мереж для розвитку геодезичної основи є мережі з *чотирикутників без діагоналей*, які вигідно застосовувати в забудованих й лісових районах.

Якщо у чотирикутнику  $ABCD$  довільної форми (рис. 3.6, а) виміряні дві суміжні сторони  $b$  і  $c$  і усі чотири кути, то сторони  $d$  і  $a$  обчислюють у наведеній далі послідовності.

Для визначення сторін  $d$  і  $a$  необхідно провести лінії  $CE$  і  $EF$  паралельно сторонам  $BC$  і  $BA$ . Тоді

$$d = DE + EA, EA = \frac{b \sin B}{\sin A}; ED = \frac{c \sin(D + A)}{\sin A}.$$

Звідки

$$d = \frac{b \sin B + c \sin(D + A)}{\sin A}. \quad (3.9)$$

Сторона  $a$  визначиться за формулою

$$a = BF + FA,$$

де

$$BF = CE = \frac{c \sin D}{\sin A}; \quad FA = \frac{b \sin(B + A)}{\sin A}.$$

У результаті

$$a = \frac{c \sin D + b \sin(B + A)}{\sin A}. \quad (3.10)$$

Якщо в *прямокутному чотирикутнику* (рис. 3.4, б) виміряні дві несуміжні сторони, наприклад  $b$  і  $d$ , то в цьому випадку сторони  $a$  і  $c$  одержують за формулами

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{d \sin D - b \sin C}{\sin(A + D)} \\ c &= \frac{d \sin A - b \sin B}{\sin(A + D)} \end{aligned} \right\}, \quad (3.11)$$

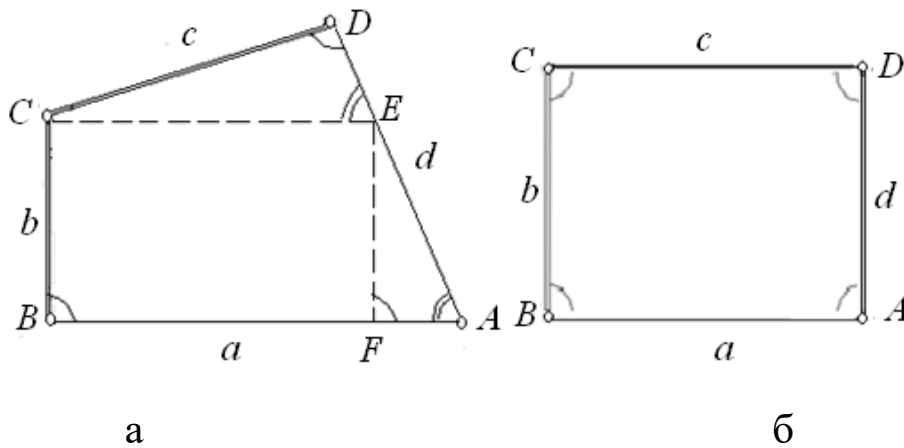


Рис.3.4. Схеми побудови лінійно-кутової мережі: а – прямокутник; б – чотирикутник без діагоналей

У складних мережах немає необхідності вимірювати дві сторони в чотирикутниках. Вони можуть бути отримані з попередніх фігур.

Середні квадратичні похибки обчислення сторін  $c$  і  $d$  чотирикутника довільної форми характеризуються рівностями [2]:

$$m_c^2 = \frac{1}{\sin^2 D} \left\{ \sin^2 A m_a^2 + \sin^2 (C+D) m_b^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \left[ a^2 \cos^2 A + \right. \right. \\ \left. \left. + 2b^2 \cos^2 (C+D) + c^2 \cos^2 D - 2bc \cos (C+D) \cos D \right] \right\};$$

$$m_d^2 = \frac{1}{\sin^2 D} \left\{ \sin^2 C m_b^2 + \sin^2 (A+D) m_a^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \left[ b^2 \cos^2 C + \right. \right. \\ \left. \left. + 2a^2 \cos^2 (A+D) + d^2 \cos^2 D - 2ac \cos (A+D) \cos D \right] \right\}.$$

Для прямокутного чотирикутника

$$\left. \begin{aligned} m_c^2 &= m_a^2 + 2b^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \\ m_d^2 &= m_b^2 + 2a^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \end{aligned} \right\}. \quad (3.12)$$

Для чотирикутників, що близькі до прямокутних і які найчастіше зустрічаються у практиці, запишемо формули для розрахунку середніх квадратичних похибок визначення сторін

$$\left. \begin{aligned} m_c^2 &= m_a^2 + bd \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \\ m_d^2 &= m_b^2 + ac \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \end{aligned} \right\}. \quad (3.13)$$

для квадрата –

$$\left. \begin{aligned} \left( \frac{m_c}{c} \right)^2 &= \left( \frac{m_a}{a} \right)^2 + \left( \frac{m_\beta}{\rho} \right)^2 \\ \left( \frac{m_d}{d} \right)^2 &= \left( \frac{m_b}{b} \right)^2 + \left( \frac{m_\beta}{\rho} \right)^2 \end{aligned} \right\}. \quad (3.14)$$

У ланцюзі з прямокутних чотирикутників (рис. 3.5), зрівняного за умови фігур, у яких виміряна перша сторона  $a$  і бічні сторони, середня квадратична похибка визначення кінцевої сторони  $c_n$  дорівнює:

$$m^2_{c_n} = m^2_a + \sum_{i=1}^n b_i^2 \frac{m^2_{\beta}}{\rho^2}, \quad (3.15)$$

де  $b$  – довжина вимірюваної бічної сторони (або  $d$ )

У ланцюзі з фігур близьких до квадрата

$$\frac{m^2_{c_n}}{c_n^2} = \left(\frac{m_a}{a}\right)^2 + n \left(\frac{m_{\beta}}{\rho}\right)^2. \quad (3.16)$$

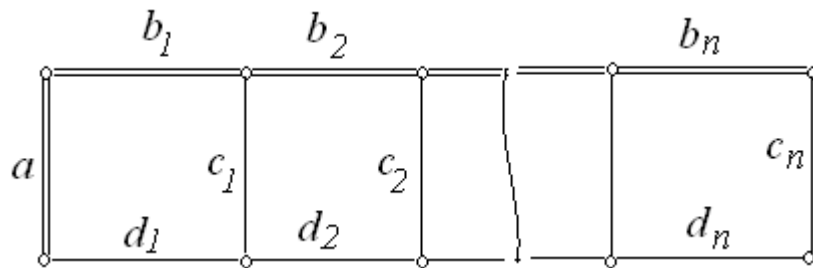


Рис. 3.5. Схема мережі з прямокутних чотирикутників у вигляді ланцюжка

Наприклад, при  $\frac{m_a}{a} = \frac{1}{50000}$ ;  $m_{\beta} = 2''$ ,  $n=5$  одержимо

$$\left(\frac{m_c}{c}\right)^2 = \frac{1}{15000}.$$

Мережі *триангуляції*, *трилатерації* та *ходи полігонометрії* прокладаються в разі втрати геодезичних пунктів опорної мережі або в разі неможливості проведення супутникових *GPS*- спостережень на забудованій території.

Загальні вимоги щодо точності планових опорних геодезичних мереж, які створені методами полігонометрії, триангуляції і трилатерації наведені в табл. 3.4 [6].



## Характеристика точності планових опорних геодезичних мереж

Плано- ва опорна геоде- зична мережа	Середня квадра- тична похибка вимірю- вань кутів, с	Гранич- на похибка кутових вимірю- вань, с	Гранич- на відносна похибка лінійних вимірю- вань	Відносна середня квадратична похибка		
				базисної сторони в триангуля- ції	сторони триангуля ції в найбільш слабкому місці	вимірю- вання сторони в мережі трилатерації
4 клас	3	$5\sqrt{n}$	1:25000	1:200000	1:70000	1:100000
1 розряд	5	$10\sqrt{n}$	1:10000	1:50000	1:20000	1:50000
2 розряд	10	$20\sqrt{n}$	1:5000	1:20000	1:10000	1:20000

## 3.1.4. Полігонометричні мережі

Найбільш розповсюдженим методом згущення планових геодезичних мереж для виконання топографічного знімання, планування забудови і забезпечення будівельних робіт у населених пунктах та промислових районах є *полігонометричні мережі*. Вони застосовуються для всіх видів геодезичних робіт, включаючи спостереження за плановим зміщенням земної поверхні та різноманітних споруд, розташованих на ній.

Структура і характеристики точності побудови полігонометричної мережі подано в табл. 3.5 [9].

Залежно від площі об'єкта, його форми, забезпеченості вихідними пунктами полігонометрію проектують у вигляді одиночних ходів, що спираються на вихідні пункти вищого класу (розряду), системи ходів з вузловими точками або системи замкнутих полігонів. Розрізняють витягнутий і вигнутий розімкнутий полігонометричні ходи (рис. 3.8).

Найчастіше на практиці застосовуються полігонометричні мережі 4 класу, 1 і 2 розрядів. Проектування опорних полігонометричних мереж на території міст, селищ, гірничодобувних та промислових підприємств для будівництва інженерних споруд повинне задовольняти вимоги [7, 9].

## Основні характеристики полігонометрії

Основні показники	4 клас	1 розряд	2 розряд
Гранична довжина ходу, км окремого між вихідними і вузловими точками	14	7	4
між вузловими точками	9	5	3
	7	4	2
Граничний периметр полігона, км	40	20	12
Довжини сторін ходу, км:			
найбільша	3	0,80	0,50
нацменша	0,25	0,12	0,08
середня	0,50	0,3	0,2
Кількість сторін у ході, не більше	15	15	15
Середня квадратична похибка вимірюного кута (нев'язка у ходах і в полігонах), не більше, с	3	5	10
Кутова невязка ходу або полігона, не більше, де $n$ – кількість кутів у ході	$5''\sqrt{n}$	$10''\sqrt{n}$	$20''\sqrt{n}$
Середня квадратична помилка вимірювання довжини сторони, см			
– до 500 м	10	10	10
– від 500 до 1000 м	20	20	–
– більше 1000 м	1/40000	–	–
Довжина діагоналі ходу, км	11 – 15	5	3
Відносна похибка ходу, не більше	1:25000	1:10000	1:5000

Використання сучасних приладів і методів вимірювання дозволило деякі відхилення від встановлених норм.

Проектують ходи полігонометрії уздовж доріг, вулиць і проїздів зі сприятливими умовами для кутових і лінійних вимірювань. При вимірюванні сторін світловіддалемірами в окремих випадках дозволяється збільшувати довжини сторін прив'язки до 30 %.

З появою електронних тахеометрів у практиці все ширше застосовуються на закритих територіях (населені пункти, промислові

підприємства, будівельні майданчики, тунелі та ін.) полігонометричні мережі як геодезична основа, а теодолітні ходи як знімальні мережі.

Після складання проекту полігонометричного ходу або системи ходів корисно провести *оцінку точності* його, за результатами якої підраховують очікувані середні квадратичні похибки координат кінцевих пунктів ходу або вузлових точок системи ходів. Точність запроєктованого полігонометричного ходу характеризується граничною похибкою положення пункту в найслабшому місці, що визначається після зрівнювання. Встановлено, що в полігонометричному ході до зрівнювання найбільшу похибку має пункт, розташований наприкінці ходу.

У витягнутому рівносторонньому полігонометричному ході, прокладеному між двома вихідними пунктами, найменша точність після зрівнювання координат буде на пункті, розташованому у середині ходу. *Оцінка точності проектів полігонометричних мереж* виконується строгими і наближеними способами.

*Строгий спосіб* здійснюється на ПЕОМ за спеціальними програмами, а *наближений* – за відомими у геодезії формулами.

Середня квадратична похибка положення будь-якого пункту планової геодезичної основи може бути визначена за формулою

$$M = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}, \quad (3.17)$$

де  $m_x$ ,  $m_y$  – середні квадратичні похибки координат пункту.

Для витягнутого полігонометричного ходу формулу (3.17) зручно записати так:

$$M = \sqrt{m_t^2 + m_u^2}, \quad (3.18)$$

де  $m_t$ ,  $m_u$  – середні квадратичні помилки положення пункту за напрямком ходу і перпендикулярно до нього (поздовжнє і поперечне зміщення).

Середні квадратичні похибки поздовжнього  $m_t$  і поперечного  $m_u$  зміщення для витягнутого рівностороннього полігонометричного

ходу з  $n$  сторін (рис. 3.6), урівноваженого за умови дирекційних кутів й координат, мають вигляд [2, 12]:

при  $n$  парній кількості сторін

$$m_t^2 = m_s^2 n$$

$$m_u = L^2 \frac{m_\beta^2 (n+2)(n^2 + 2n + 4)}{\rho^2 192 n (n+1)}.$$

при  $n$  непарній

$$m_t^2 = m_s^2 \left( n - \frac{1}{n} \right)^2;$$

$$m_u^2 = L^2 \frac{m_\beta^2 (n^2 - 1)(n+3)(n^2 + 2n + 3)}{\rho^2 192 n^3 (n+2)},$$

де  $L$  – довжина полігонометричного ходу.

При кутовій прив'язці до сторін полігонометричного ходу доводиться враховувати вплив похибок дирекційного кута сторони  $m_\alpha$  цього ж ходу:

при  $n$  парній кількості сторін для двох середніх сторін

$$m_\alpha = \frac{1}{4} m_\beta \sqrt{\frac{n(n+2)}{n+1}};$$

при  $n$  непарній – для середньої сторони ходу

$$m_\alpha = \frac{1}{4} m_\beta \sqrt{\frac{(n+1)(n^2 + 2n - 3)}{n(n+2)}}.$$

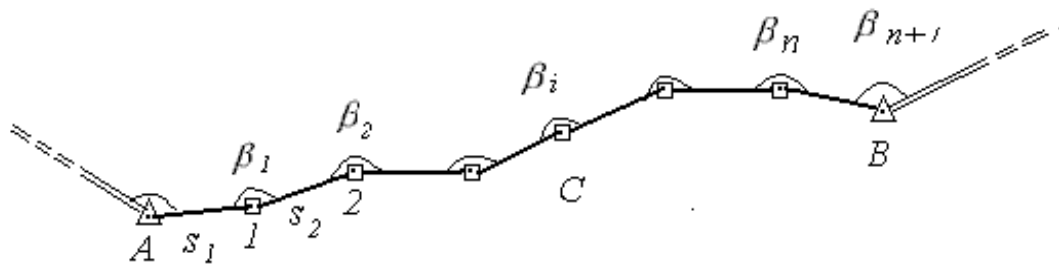


Рис. 3. 6. Схема витягнутого рівностороннього полігонометричного ходу

У тих випадках, коли вимірюють лінії світловіддалеміром, систематичними похибками можна знехтувати, тоді для витягнутого полігонометричного ходу з рівними сторонами *поздовжнє зміщення* характеризується виразом

$$m_t^2 = m_s^2 n; \quad (3.19)$$

*поперечне зміщення*

$$m_u^2 = L^2 \frac{m_\beta^2 (n+1)(2n+1)}{\rho^2 6n}.$$

Для випадку попередньо виправлених кутів поперечне зміщення виражається формулою

$$m_u^2 = \frac{m_\beta^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3}{12}. \quad (3.20)$$

Підставивши у формулу (3.18) знайдені середні квадратичні похибки поздовжнього  $m_t$  і поперечного  $m_u$  зміщень, обчислюють середні квадратичні похибки положення кінцевого пункту.

Величина визначається залежно від методу вимірювання лінії. Для розрахунків можна задати співвідношення для полігонометричних ходів з вимірюванням довжин сторін точними світловіддалемірами:

$$nm_s^2 = [m_s^2] \text{ або } [m_s^2] = nm_s^2,$$

де  $m_s$  – середня квадратична похибка середньої лінії  $s$ .

Відносна гранична похибка кінцевого пункту витягнутого ходу з рівними сторонами виражається формулою

$$\frac{\Delta_{gp}}{L} = \frac{2M}{L}. \quad (3.21)$$

У випадку виробничої необхідності полігонометричний хід може мати будь-яку форму за умови, що точність остаточних результатів буде гарантована шляхом відповідного підбору точності кутових і лінійних вимірювань.

Найбільш простим методом оцінки точності системи полігонометричних ходів з  $k$  вузловими точками є спосіб *послідовних наближень*.

Задамо, що  $P$  – вага положення кінцевої точки ходу;  $C$  – довільна постійна величина. Середня квадратична похибка положення вузлової точки  $k$  визначиться формулою [13]

$$M_k^2 = \frac{C}{\sum P}, \quad (3.22)$$

де  $\sum P$  – сума ваги ходів, що сходяться до вузлової точки.

При цьому вага у кожному ході буде

$$P_1 = \frac{C}{m_1^2 + M_1^2}; P_2 = \frac{C}{m_2^2 + M_2^2} \text{ і т. д.}, \quad (3.23)$$

де  $m_1$  і  $m_2, \dots$  – середні квадратичні похибки положення кінцевої точки у ходах 1, 2 і т. п.;  $M_1, M_2$  і т. д. – похибки вихідних даних.

У першому наближенні система ходів, що сходяться до кожної вузлової точки, розглядається як самостійна система, що спирається на пункти, узяті за вихідні, похибки визначення положення яких задають такими, що дорівнюють нулю. Розглянемо послідовність

виконання оцінки точності системи полігонометричних ходів з двома вузловими точками (рис. 3.7) на прикладі, узятому в [13].

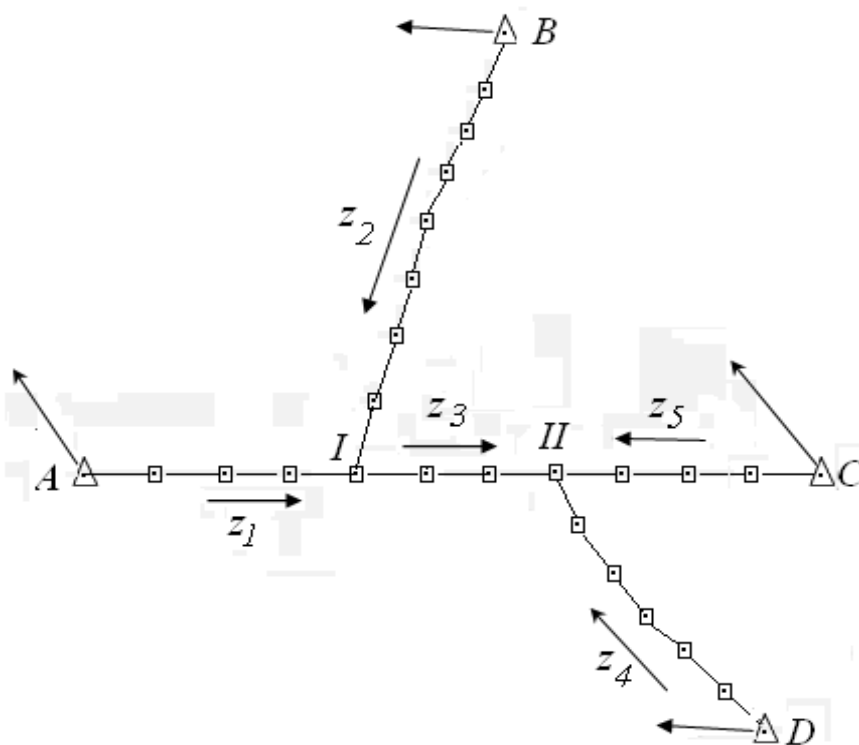


Рис. 3.7. Система полігонометричних ходів з двома вузловими точками

Залежно від вибраного методу і приладів для вимірювань кутів та ліній за формулами (2.11) – (2.13) для кожного ходу підраховують очікувану середню квадратичну похибку положення вузлового пункту. Наприклад,

$$\begin{aligned}
 m_{z_1} & \text{ – за ходом } z_1 \text{ від пункту } A, \\
 m_{z_2} & \text{ – } \gg \gg z_2 \gg \gg B, \\
 m_{z_3} & \text{ – } \gg \gg z_3 \gg \gg II.
 \end{aligned}$$

Ваги  $P'$  визначення положення вузлової точки  $I$  за трьома ходами  $z_1$ ,  $z_2$  і  $z_3$  у першому наближенні будуть:

$$P'_{z_1} = \frac{C}{m_{z_1}^2}; P'_{z_2} = \frac{C}{m_{z_2}^2}; P'_{z_3} = \frac{C}{m_{z_3}^2}.$$

Середня квадратична похибка положення вузлового пункту  $I$  за трьома ходами обчислюється за формулою

$$\left. \begin{aligned} (m_I^2)_{I_{набл}} &= \frac{C}{P'_I} \\ P'_I &= P'_{z_1} + P'_{z_2} + P'_{z_3} \end{aligned} \right\}. \quad (3.24)$$

Аналогічно обчислюють очікувану середню квадратичну похибку положення вузлової точки  $II$  за ходами  $z_3, z_4$  і  $z_5$ .

Дані обчислення виконані з урахуванням, що похибки вихідних даних дорівнюють нулю.

$$\left. \begin{aligned} (m_{II}^2)_{I_{набл}} &= \frac{C}{P'_{II}} \\ P'_{II} &= P'_{z_3} + P'_{z_4} + P'_{z_5} \end{aligned} \right\}. \quad (3.25)$$

У другому наближенні за похибки вихідних даних для точок  $I$  і  $II$  беруть похибки, визначені у першому наближенні. Тоді в другому наближенні ваги  $P''$  для точки  $I$  будуть

$$P''_{z_2} = P'_{z_2} = \frac{C}{m_{z_2}^2}, \quad P''_{z_1} = P'_{z_1} = \frac{C}{m_{z_1}^2},$$

$$P''_{z_3} = P'_{z_3} = \frac{C}{m_{z_3}^2 + (m_{II}^2)_{I_{набл}}}$$



$$\left. \begin{aligned} (m_I^2)_{II_{\text{набл}}} &= \frac{C}{P_I''} \\ P_I'' &= P_{z_1}'' + P_{z_2}'' + P_{z_3}'' \end{aligned} \right\}. \quad (3.26)$$

Для точки II

$$P_{z_3}'' = \frac{C}{m_{z_2}^2 + (m_I^2)_{I_{\text{набл}}}}, \quad P_{z_4}'' = P_{z_4}' = \frac{C}{m_{z_4}^2}, \quad P_{z_5}'' = P_{z_5}' = \frac{C}{m_{z_5}^2}.$$

$$\left. \begin{aligned} (m_{II}^2)_{II_{\text{набл}}} &= \frac{C}{P_{II}''} \\ P_{II}'' &= P_{z_3}'' + P_{z_4}'' + P_{z_5}'' \end{aligned} \right\}. \quad (3.27)$$

У третьому наближенні за похибки вихідних даних задають похибки положення вузлових точок I і II, отриманих у другому наближенні і т. д.

Наближення виконують доти, поки в двох останніх наближеннях будуть отримані практично однакові середні квадратичні похибки положення вузлових точок I і II.

Приклад оцінки точності проекту мережі, показаної на рис. 3.7, методом послідовних наближень наведений у табл. 3.6 – 3.7.

Мережа відноситься до полігонометрії 1 розряду. Вимірювання передбачається виконувати світловідалеміром. Середня квадратична похибка вимірювання ліній взята  $m_s = 20$  см і похибка кута  $m_\beta = 5,0''$ .

Таблиця 3.6

Оцінка точності проекту полігонометричної мережі методом  
 послідовних наближень

№ ходу	Вихідний пункт	I наближення				II наближення				III наближення			
		$M_{вих}^2$	$m_{z_i}^2$	$m_z^2$	$P'_{z_i}$	$M_{вих}^2$	$m_{z_i}^2$	$m_z^2$	$P''_z$	$M_{вих}^2$	$m_{z_i}^2$	$m_z^2$	$P'''_z$
I вузлова точка													
$z_1$	A	0	2260	2260	44	0	2260	2260	44	0	2260	2260	44
$z_2$	B	0	7990	7990	13	0	7990	7990	13	0	7990	7990	13
$z_3$	I	0	3000	3000	33	940	3000	3940	25	1030	3000	4030	25
$\Sigma P = 90$					$\Sigma P = 82$					$\Sigma P = 82$			
$M^2 = \frac{C}{[p]}$ ; C = 100 000													
$M^2 = 1100, M = 33$					$M^2 = 1220, M = 35$					$M^2 = 1220, M = 35$			
II вузлова точка													
$z_3$	I	0	3000	3000	33	1100	3000	4100	24	120	3000	4220	24
$z_4$	C	0	3670	3670	27	0	3670	3670	27	0	3670	3670	27
$z_5$	D	0	2170	2170	46	0	2170	2170	46	00	2170	2170	46
$\Sigma P = 106$					$\Sigma P = 97$					$\Sigma P = 97$			
$M^2 = 940, M = 31$					$M^2 = 1030, M = 32$					$M^2 = 1030, M = 32$			

Після виконання оцінки проекту необхідно переконаватися, що він відповідає необхідній точності. Для цього за кожним ходом підраховують величини впливу обчислених похибок вузлових точок, використовуючи при цьому формулу

$$M_{вих}^2 = \frac{M_{II}^2 + M_K^2}{2}.$$

Загальна очікувана похибка за ходом визначиться

$$M^2 = M_{вих}^2 + m_z^2,$$

де  $M_{II}$ ,  $M_K$  – очікувані середні квадратичні похибки визначення положення початкової і кінцевої точок ходу;  $m_z$  – середня

квадратична похибка ходу, накопичена за результатами дії похибок вимірювання кутів і ліній у ході, обчислена за формулами (2.11), (2.13).

Середня квадратична відносна і гранична відносна похибки за кожним ходом обчислюються за формулами

$$\frac{m_L}{L} = \frac{1}{T} = \frac{M}{L}; \quad \frac{1}{T} = \frac{2M}{L}. \quad (3.28)$$

Обчислені відносні похибки порівнюють з допусками, встановленими у [9].

При коротких ходах в оцінюваній схемі полігонометричної мережі відносні граничні похибки можуть виявитися більшими за допустимі. У цьому випадку точність проекту вважається достатньою, якщо абсолютні величини похибок положення вузлових точок менші за 50 мм.

Таблиця 3.7

Середні квадратичні, відносні і граничні відносні похибки оцінюваної полігонометричної мережі

№ ходу	[s], км	Номер точок		$M_{II}^2$	$M_K^2$	$M_{вих}^2$	$M_i^2$	$M^2$	M, мм	$\frac{M}{L}$	$\frac{2M}{L}$
		початкової	кінцевої								
1	1,4	A	I	0	1220	610	2260	2870	54	1:26000	1:13000
2	2,5	B	I	0	1220	610	7990	8600	93	1:27000	1:13000
3	1,6	I	II	1220	1030	1125	3000	4125	64	1:25000	1:12000
4	1,8	D	II	0	1030	515	3670	4185	65	1:28000	1:14000
5	1,2	C	II	0	1030	515	2170	2685	52	1:23000	1:11000

### 3.1.5. Приклади оцінки точності полігонометричних ходів наближеним способом

Розглянемо оцінку точності полігонометричних ходів наближеним способом. Приклад оцінки точності для витягнутих і вигнутих полігонометричних ходів узято з [2].

**Завдання 1.** Обчислити середню квадратичну і відносну граничну похибки кінцевого пункту для витягнутих ходів різної довжини  $L$  й однаковими сторонами  $s$ , але з різною точністю вимірювання кутів  $m_\beta$  і ліній  $m_s$  без урахування похибок вихідних пунктів.

**Вихідні дані:** довжина ходів, середня довжина сторони, середні квадратичні похибки вимірювання сторін  $m_s$  і кутів  $m_\beta$  – табл. 3.8.

1. Обчислення середніх квадратичних похибок  $M$  положення кінцевих точок і відносних граничних похибок  $\frac{2M}{L}$  ходів виконується за формулами (2.11) і (3.19). Позначимо перший член формули (2.11)

$$n m_s^2 - m_I, \text{ другий } \frac{m_\beta^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3}{12} - m_{II}.$$

Результати обчислень для ходів різної довжини і різної точності вимірювання кутів і ліній наведені в табл. 3.8.

Таблиця 3.8

Середні квадратичні і відносні граничні похибки кінцевого пункту полігонометричних ходів витягнутої форми

L, км		s = 0,30 км, m <sub>s</sub> = 2 см						
		m <sub>β</sub> = 5"				m <sub>β</sub> = 2"		
		m <sup>2</sup> <sub>I</sub>	m <sup>2</sup> <sub>II</sub>	M, м	$\frac{\Delta_{zp}}{L} = \frac{2M}{L}$	m <sup>2</sup> <sub>II</sub>	M, м	$\frac{\Delta_{zp}}{L} = \frac{2M}{L}$
3	10	0,004	0,0057	0,078	1/19000	0,0009	0,070	1/21430
4,5	15	0,006	0,0178	0,135	1/1700	0,0029	0,094	1/24000
		s = 0,30 км, m <sub>β</sub> = 2"						
		m <sub>s</sub> = 1 см				m <sub>s</sub> = 3 см		
		m <sup>2</sup> <sub>I</sub>	m <sup>2</sup> <sub>II</sub>	M, м	$\frac{\Delta_{zp}}{L} = \frac{2M}{L}$	m <sup>2</sup> <sub>II</sub>	M, м	$\frac{\Delta_{zp}}{L} = \frac{2M}{L}$
3	10	0,0010	0,0009	0,0436	1/34000	0,0090	0,100	1/15000
4,5	15	0,0015	0,0029	0,0663	1/34000	0,0135	0,122	1/18000

**Завдання 2.** Обчислити середню квадратичну похибку положення кінцевого пункту вигнутого полігонометричного ходу (рис. 3.8).

**Вихідні дані:** (табл. 3.9).

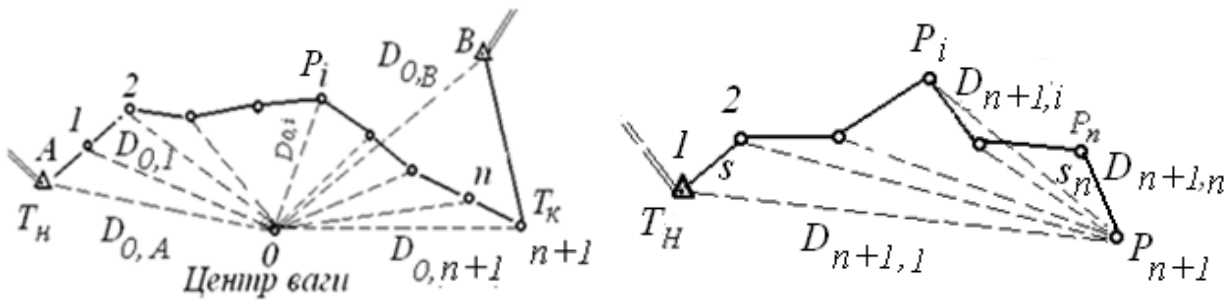


Рис. 3.8. Вигнуті рівносторонні полігонометричні ходи

Таблиця 3.9  
Координати пунктів та довжини сторін ходу, відстані від центра ваги до пункту

Назва та номер пункту	Координати, км		Віддаль від центра ваги до пунктів $D_{o,i}$ , км	$D^2_{o,i}$ , км	Довжина лінії, м
	X	Y			
<i>Садовий</i>	72,62	7,10	3,44	11,83	1175
1	71,95	8,08	2,67	7,13	650
2	71,50	8,52	2,26	5,10	850
3	70,80	8,00	1,50	2,25	825
4	70,10	7,62	0,90	0,81	1025
5	69,38	8,35	0,32	0,10	850
6	68,08	9,05	1,08	1,17	825
7	68,12	8,72	1,37	1,87	725
8	67,42	8,58	1,96	3,84	1025
9	66,65	7,10	2,62	6,88	1300
<i>Штольня</i>	65,58	7,22	3,80	14,42	
Сума	762,20	88,34		55,40	9250

1. Обчислення середньої квадратичної похибки кінцевого пункту і граничної відносної нев'язки для вигнутого полігонометричного ходу виконується за формулами (2.12) і (3.19) відповідно, якщо  $m_s = 3$  см,  $m_\beta = 5''$ ,  $n = 10$ .

$$M^2 = n m_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{0,i}^2],$$

де  $D_{0,i}$  – відповідно віддаль від центра ваги до початкової і кінцевої точок ходу, визначається графічно, з урахуванням масштабу карти або плану (табл. 3,9). Координати центра ваги  $X_0, Y_0$  визначають також графічно або обчислюють за формулами

$$X_0 = \frac{[X]_{n+1}}{n+1}; Y_0 = \frac{[Y]_{n+1}}{n+1},$$

де  $n+1$  – кількість пунктів у ході,  $n=10$

$$X_0 = \frac{762,20}{11} = 69,29 \text{ км}, Y_0 = \frac{88,34}{11} = 8,03 \text{ км}.$$

$$\begin{aligned} M^2 &= n m_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{0,i}^2] = 10 \cdot 3^2 + \frac{5^2}{(2,06 \cdot 10^5)^2} 55,40 \cdot 10^{10} = \\ &= 10 \cdot 3^2 + \frac{25}{4,24} 55,40 = 417 \text{ см}^2; M = 20,4 \text{ см}. \end{aligned}$$

$$\frac{\Delta_{np}}{L} = \frac{2M}{L} = \frac{0,408}{9250} = \frac{1}{22672}.$$

Результати обчислень за наближеними формулами свідчать про те, що:

- а) хід відповідає вимогам точності, полігонометричного ходу 1-го розряду;
- б) гранична відносна похибка ходу одного порядку.

### 3.1.6. Особливості кутових вимірювань у полігонометричних ходах

Оскільки геодезичні роботи виконуються на забудованій території, то при проведенні кутових вимірювань у ходах полігонометрії виникає ряд особливостей організаційного порядку і точності, пов'язаних із впливом зовнішніх умов.

Через забудову доводиться полігонометричні ходи проектувати з порівняно короткими сторонами, що приводить до необхідності більш ретельного центрування теодоліта і візирних цілей. Сполучення кам'яних будівель, асфальтованих поверхонь із насадженнями створює на забудованих територіях стійкі температурні поля, у результаті чого вимірювання кутів спотворюються під впливом бічної рефракції. Все це приводить до необхідності вибирати найбільш сприятливий час спостережень, наприклад, ранком, увечері, години, у похмуру погоду тощо. Інтенсивний рух на міських вулицях створює труднощі в організації полігонометричних робіт.

Вимірювання кутів у полігонометричних ходах на забудованих територіях ускладнюються зовнішніми умовами, що впливають на точність результатів. До них відносяться:

а) наявність перешкод, що обмежують довжини сторін і вибір місця для установки центрів пунктів і приладів над ними в сприятливих для вимірювань умовах;

б) бічна рефракція;

в) нестійкість приладів і візирних марок у результаті працюючих механізмів у безпосередній близькості від них і дії транспорту, що рухається.

Наявність коротких сторін у полігонометричних ходах викликає необхідність ретельного центрування теодоліта і візирних марок (0,5 – 0,7 мм).

Для ослаблення бічної рефракції й інших джерел похибок через зовнішні умови необхідно, щоб візирний промінь у ходах полігонометрії проходив на відстані не менше метра від стіни будинку, розташовувати сторони ходу на тіньових сторонах вулиць і вибирати найбільше сприятливий час для вимірювань.

У випадку закриття видимості між пунктами полігонометрії тимчасовими спорудами можливо застосовувати позацентровий спосіб вимірювання кутів.

### **3.2. Знімальні геодезичні мережі**

*Знімальна геодезична мережа* розвивається від пунктів державної та опорної геодезичних мереж. Точки знімальної геодезичної мережі закріплюються, як правило, тимчасовими знаками. Центри люків

колодязів при необхідності використовуються точки постійного знімального обґрунтування [6].

Загальна щільність *опорної* та *знімальної геодезичних мереж* складає не менше ніж 4, 12, 16, 20 пунктів на 1 км<sup>2</sup> для знімань у масштабах відповідно 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500.

Знімальна (планово-висотна) геодезична мережа створюється, як правило, із застосуванням супутникових ГНСС технологій, прокладанням теодолітних ходів з використанням електронних тахеометрів, методами тріангуляції, прямими, оберненими та комбінованими засічками або поєднанням цих методів, прокладанням ходів геометричного та тригонометричного нівелювання, а також *супутниковим* нівелюванням.

Граничні похибки при створенні знімальної мережі теодолітними ходами не повинні перевищувати подвоєних середніх квадратичних похибок. Допустимі середні квадратичні похибки визначення координат пунктів планової знімальної мережі відносно пунктів опорної геодезичної мережі не повинні перевищувати величин, наведених в табл. 3.10 [6].

Таблиця 3.10

Характеристика планової знімальної мережі

Масштаб топографічного знімання	Середні квадратичні похибки координат пунктів знімальної мережі на місцевості, м	
	забудованій	вкритій заростями
1:5000	0,50	0,75
1:2000	0,25	0,35
1:1000	0,12	0,20
1:500	0,07	0,10
1:200	0,03	-

Розвиток *планово-висотної знімальної мережі* з використанням електронних тахеометрів або *ГНСС-технологій* виконується одночасно з тахеометричним зніманням.

Знімальна геодезична мережа з використанням *ГНСС* створюється статичним методом з постобробкою або *RTK-методом* (в реальному часі).



### 3.3. Розмічувальні геодезичні мережі

Геодезична мережа, що створюється для перенесення проекту в натуру (червоні лінії, будівельна сітка) з прив'язкою до опорної геодезичної мережі служить *геодезичною розмічувальною мережею* будівельного майданчика. Вимоги до точності геодезичних вимірювань при побудові геодезичної розмічувальної мережі будівельного майданчика беруться відповідно до табл. 3.11 [6].

Таблиця 3.11

Середні квадратичні похибки побудови геодезичної розмічувальної мережі будівельного майданчика

Характеристика об'єктів будівництва	Середні квадратичні похибки		
	Кутові вимірювання, с	Лінійні вимірювання	Нівелювання на 1 км подвійного ходу, мм
Підприємства та групи будівель на ділянках площею більше ніж 1 км <sup>2</sup> ; окремо розташовані будівлі (споруди) площею забудови більше ніж 100 тис. м <sup>2</sup>	3	2 мм для $L$ до 50 м, $\frac{L}{25000}$ для $L$ понад 50 м	3 (II клас нівелювання)
Підприємства та групи будівель на ділянках площею менше ніж 1 км <sup>2</sup> ; окремо розташовані будівлі (споруди) площею забудови від 10 до 100 тис. м <sup>2</sup>	5	5 мм для $L$ до 50 м, $\frac{L}{10000}$ для $L$ понад 50 м	5 (III клас нівелювання)
Окремо розташовані будівлі з площею забудови менше ніж 10 тис. м <sup>2</sup> ; дороги, інженерні мережі в межах територій, що забудовуються	10	10 мм для $L$ до 50 м, $\frac{L}{5000}$ для $L$ понад 50 м	10 (IV клас нівелювання)
Дороги, інженерні мережі територій, які не забудовуються; земляні споруди, а також вертикальне планування	30	25 мм для $L$ до 50 м, $\frac{L}{2000}$ для $L$ понад 50 м	20 (технічне нівелювання)
Примітка. $L$ – довжина, що вимірюється.			

Геодезичну розмічувальну мережу для будівництва створюють з урахуванням проектного та існуючого розташування будівель (споруд) та інженерних мереж на будівельному майданчику, забезпеченням збереження та стійкості пунктів геодезичної розмічувальної мережі, використанням геодезичної розмічувальної мережі під час експлуатації збудованого об'єкта, його розширення та реконструкції.

*Геодезичну розмічувальну мережу будівельного майданчика* поділяють на зовнішню та внутрішню геодезичні розмічувальні мережі, які в свою чергу поділяються на планову та висотну.

*Планову геодезичну розмічувальну мережу будівельного майданчика* створюють у вигляді: червоних або інших ліній регулювання забудови; будівельної сітки з розмірами сторін 50, 100, 200 м та інших видів геодезичних мереж

### **3.3.1. Геодезична будівельна сітка**

*Геодезична будівельна сітка* створюється, як правило, на промислових ділянках для розмічувальних робіт при будівництві комплексу промислових і цивільних споруд, монтажу технологічного і гірничого обладнання та проведення виконавчих знімачів.

Характерною рисою будівельної сітки є розташування пунктів, що утворюють сітку квадратів або рідше – прямокутників, сторони яких паралельні осям проєктованих споруд або осям розташування технологічного обладнання. Таким чином, будівельна сітка являє собою закріплену на місцевості систему прямокутних координат, що полегшує прив'язку осей споруд і виконання винесення в натуру проєкту.

На відміну від інших видів планових мереж, точну конфігурацію і розташування пунктів будівельної сітки проєктують заздалегідь. Проєктування виконують на генеральному плані майбутньої споруди. При цьому місця розташування пунктів будівельної сітки намічають так, щоб забезпечити схоронність найбільшої їх кількості в процесі будівництва на ділянці.

При проєктуванні необхідно прагнути до того, щоб між пунктами була взаємна видимість, вони не попадали в зону земляних робіт і не знищувалися.

Будівельна сітка складається з основних і додаткових фігур. Довжину сторони основних фігур будівельної сітки задають від 100 до 200 м залежно від типу споруджуваного об'єкта. Довжини сторін додаткових фігур від 20 до 60 м відкладають у процесі розмічувальних робіт. У цехових умовах для встановлення і монтажу технологічного обладнання будівельну сітку проектують зі сторонами 10 – 20 м.

При проектуванні будівельної сітки використовують власну прямокутну систему координат. Початок цієї системи координат вибирають таким чином, щоб усі пункти будівельної сітки мали додатні значення абсцис і ординат.

Координатні осі позначають буквами  $A$  і  $D$ ,  $A$  і  $B$  (рис. 3.11). Для позначення номера пункту до букв додають індекс, що вказує кількість сотень метрів по осі абсцис або ординат. Наприклад, номер пункту  $A3/B2$  означає, що  $X = 300$  м,  $Y = 200$  м.

Точки, координати яких не кратні 100 м, записують подібно пікетам, наприклад,  $A14 + 22,62/B5 + 30,50$  буде означати, що  $X=1422,62$  м,  $Y=530,50$  м.

На локальних ділянках промислово-гірничого будівництва геодезична сітка може проектуватися в системах координат із різним орієнтуванням осей. Зв'язок цих систем у межах усієї ділянки здійснюється шляхом прив'язки до пунктів геодезичної основи.

При створенні будівельних сіток, призначених для забезпечення будівництва промислових і цивільних споруд, необхідно витримувати вимоги до їх точності побудови:

- а) прямі кути сітки повинні бути побудовані з точністю до 20";
- б) похибки в положенні пунктів у найслабкішому місці сітки відносно головної основи не повинні перевищувати 0,2 мм  $M$ , де  $M$  – масштаб плану (при масштабі плану 1:500 – 10 см);
- в) у промисловому будівництві відносна похибка лінійних вимірювань вибирається 1:8000 – 1:10000, а в цивільному – 1:2000 – 1:5000 [6, 11].

При винесенні сітки в натуру спочатку виносять вихідні напрямки, попередньо намічені на генеральному плані. На одному з них вибирають дві точки  $A$  і  $B$  (рис. 3.9, 3.10), координати яких визначають графічно, і пункти планової геодезичної основи, які знаходяться, як правило, в районі будівництва.

Розв'язуючи обернену геодезичну задачу, обчислюють проектні елементи: довжини  $s_1, s_2$  і кути  $\beta_1$  і  $\beta_2$ . Для уникнення грубих похибок доцільно винести в натуру і третю точку  $C$ . Після закріплення точок  $A, B$  і  $C$  на місцевості вимірюють кут  $ABC$ , відповідно до відхилення якого від  $90^\circ$  можна судити про точність виконаних робіт.

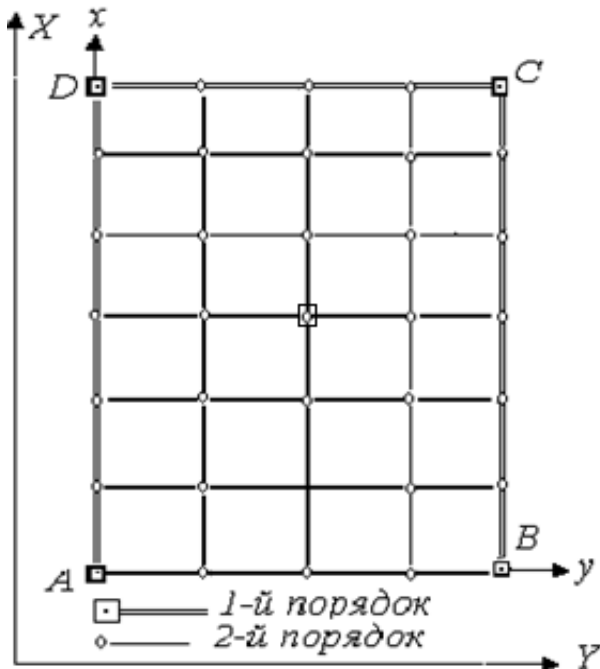


Рис. 3.9. Схема будівельної сітки

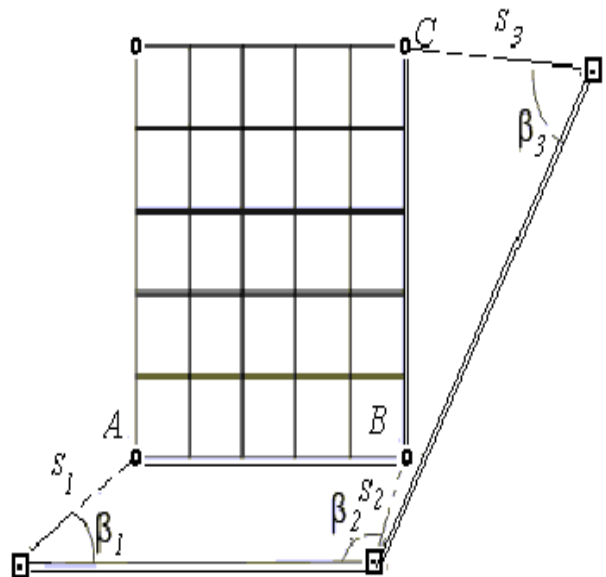


Рис. 3.10. Схема винесення головних напрямків сітки

Оскільки координати точок  $A, B$  і  $C$  визначались графічно, то точність їх винесення складе близько 0,2 – 0,3 мм на плані. Але це не суттєво, тому що на цю величину зміститься весь комплекс проектних споруд. Детальне розмічування будівельної сітки виконують від винесеного і закріпленого в натурі вихідного напрямку. Найбільш широке розповсюдження отримали осьовий і спосіб редукування.

При осьовому способі розмічування будівельної сітки відразу виконують на місцевості з розрахунковою точністю шляхом відкладення проектних елементів. Відповідно до закріплених вихідних напрямків створюють на місцевості два взаємно перпендикулярних напрямки  $BD$  і  $AC$ , що перетинаються приблизно в середині ділянки в точці  $O$  (рис. 3.11). Оскільки координати точок  $A, B$  і  $C$  визначались графічно, то точність їх винесення складе близько 0,2 – 0,3 мм на плані. Але це не суттєво, тому що на цю величину

зміститься весь комплекс проектних споруд. *Детальне розмічування* будівельної сітки виконують від винесеного і закріпленого в натурі вихідного напрямку. Найбільш широке розповсюдження отримали осьовий і спосіб редукування.

При осьовому способі розмічування будівельної сітки відразу виконують на місцевості з розрахунковою точністю шляхом відкладення проектних елементів. Відповідно до закріплених вихідних напрямків створюють на місцевості два взаємно перпендикулярних напрямки  $BD$  і  $AC$ , що перетинаються приблизно в середині ділянки в точці  $O$  (рис. 3.11).

Оскільки вихідні напрямки винесені на місцевість з невеликою точністю, то кут  $BOC$  може відрізнитися від прямого кута. Вимірюючи кут  $\beta$  двома-трьома прийомами теодолітом типу  $2T2$ , обчислюють величину відхилення його від прямого кута  $\Delta\beta = 90^\circ - \beta$ .

Щоб напрямки  $OB$  і  $OC$  стали строго перпендикулярними, положення точок  $B$  і  $C$  виправляють лінійними поправками  $\Delta S_B$  і  $\Delta S_C$ , які обчислюють за формулами:

$$\Delta S_B = OB_1 \frac{\Delta\beta}{2\rho'}; \quad \Delta S_C = OC_1 \frac{\Delta\beta}{2\rho'}$$

Відстані  $OB_1$  і  $OC_1$  беруть з генплану з точністю до метра. Аналогічно виправляють положення точок  $A$  і  $D$ .

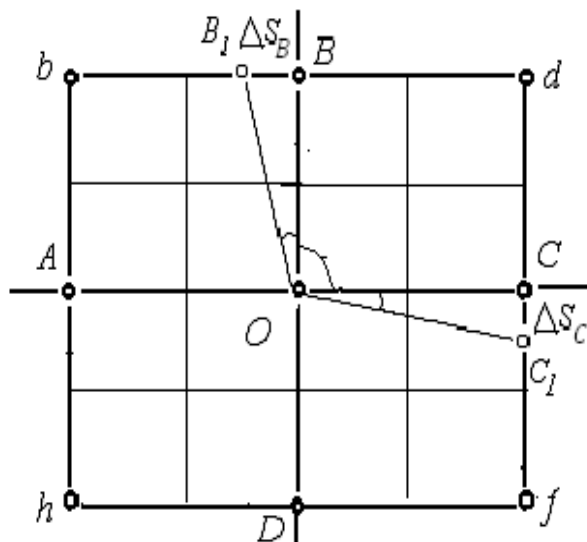


Рис. 3.11. Схема осьового способу розмічування будівельної сітки

Виправлене положення точок  $B$  і  $C$ ,  $A$  і  $D$  закріплюють на місцевості, вздовж цих осей відкладають у створі за допомогою теодоліту відрізки, що дорівнюють довжинам сторін сітки.

Вимірювання виконують рулетками або стрічками з натягом на закріплених кілках, з урахуванням поправок за температурою, нахилом і компаруванням.

Доцільно застосовувати електронні тахеометри, що дають

змогу швидко обчислювати горизонтальне прокладення з урахуванням усіх поправок.

Закінчивши розмічування сітки, в кінцевих точках  $h$ ,  $b$ ,  $d$ ,  $f$  будують прямі кути і продовжують розмічування по периметру сітки.

Після цього тимчасові знаки замінюють на постійні. Прокладають по них полігонометричні ходи 1-го розряду, зрівнюють їх та одержують координати всіх пунктів, розташованих на границях полігонів. Внутрішні точки отримують з ходів полігонометрії 2-го розряду або за допомогою засічок на створах.

Якщо площадка невелика, а розмічування роблять з високою точністю, то отримані координати вершин сітки будуть небагато відрізнятися від проектних. Однак при розмічуванні сітки великих розмірів фактичні координати можуть істотно відрізнятися від проектних, що викликає деякі труднощі при винесенні споруд в натуру. Тому застосовувати осьовий спосіб краще в тому випадку, коли будівельна ділянка порівняно невелика, або там, де не потрібна велика точність і похибками взаємного положення пунктів 3 – 5 см можна знехтувати.

Для проектування розмічувальних робіт зручніше мати сітку, координати пунктів якої практично не відрізняються від проектних. Це можна одержати при побудові сітки *способом редукування*.

При *способі редукування* сітку спочатку будують з точністю 1:1000 – 1:2000 відповідно до проекту на всій ділянці та закріплюють тимчасовими знаками. Потім створюють на ділянці планові мережі й визначають точні координати всіх закріплених тимчасовими знаками пунктів сітки.

На великих площадках планові мережі будують у декілька ступенів. Головною основою можуть служити мережі триангуляції, трилатерації, полігонометрія або лінійно-кутові мережі. Пункти головної основи прагнуть розташувати по кутах ділянки. Між ними по периметру прокладають ходи 1-го порядку. Заповнювані ходи 2-го порядку прокладають має пунктами 1-го порядку. Найбільш ефективним методом визначення координат 1-го порядку є світловіддалемірна полігонометрія.

Координати пунктів у заповнюваних ходах можуть визначатися різними методами: полігонометрією, триангуляцією, бездіагональними чотирикутниками, лінійними засічками, кутовими двофігурними засічками професора А.І. Дурнева та ін. Положення

цих пунктів може бути визначене на місцевості також способом створів з пунктів основних полігонів [11, 12].

Оскільки попереднє розмічування будівельної сітки виконується з точністю 1:1000 – 1:2000, то після зрівнювання вимірювань координати пунктів вершин сітки можуть істотно відрізнятись від їхніх проектних значень. Щоб знайти на місцевості проектне положення пунктів, виконують їх *редукування*. За фактичними і проектними координатам шляхом розв'язання оберненої задачі визначають кутові  $\beta$  і лінійні  $l$  елементи редукції (рис. 3.12), виконують розмічувальні креслення, на які виписують дирекційні кути всіх напрямків і елементи редукції. Далі виконують власне редукування. Над тимчасовим пунктом, наприклад  $A'$ , установлюють теодоліт і приводять його в робоче положення.

Від напрямку  $A'B'$  відкладається кутовий елемент редукції  $\beta_A$  і фіксується напрямком  $A'A$ . Уздовж цього напрямку за допомогою рулетки відкладають лінійний елемент редукції  $l_A$ . Таким чином, на місцевості буде визначене положення точки  $A$ , координати якої відповідають проектним значенням.

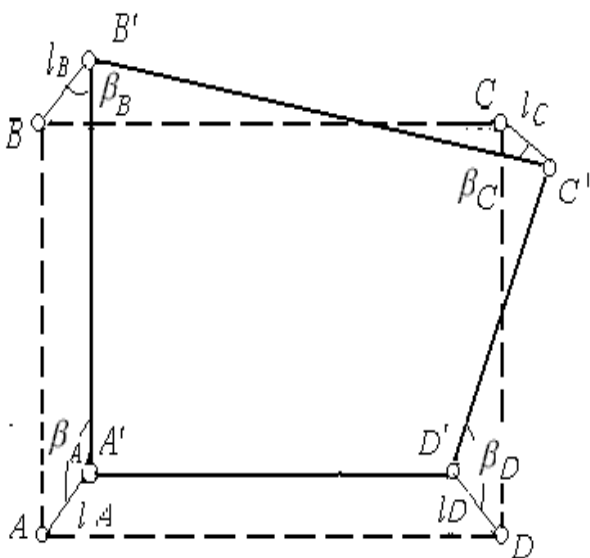


Рис.3.12. Схема редукування пунктів будівельної сітки

Аналогічно редукують усі пункти будівельної сітки. Відредуковані пункти сітки закріплюють постійними знаками у вигляді залізобетонних монолітів бо забетонованих відрізків рейок, металевих труб з привареними зверху марками або металевими пластинами 200 x 200 мм.

Середні квадратичні похибки вимірювань, що допускаються при побудові головної основи, не повинні перевищувати величин, наведених у табл. 3.12 [6, 12].

Під впливом неминучих похибок вимірювань контрольні проміри будуть відрізнятись від проектних. Ці відхилення не повинні перевищувати 20 мм у довжинах сторін та 40" у прямих кутах.

Якщо в результаті контрольних вимірювань відхилення не більше зазначених параметрів, то при розмічуванні споруд координати пунктів сітки задають такими, що дорівнюють проектним, а кути між сторонами – прямими.

Таблиця 3.12

Основні характеристики будівельної сітки

Клас точності	Характеристика об'єктів	Точність визначення		
		кутів сітки, с	сторін сітки	перевищень на 1 км ходу, мм
1	Підприємства і групи будинків і споруд на ділянках площею більше 100 га. Будинки і споруди з площею забудови більше 100 тис. м <sup>2</sup>	5	1:50000	2
2	Підприємства і групи будинків та споруд на ділянках площею до 100 га. Будинки і споруди з площею забудови від 10 до 100 тис. м <sup>2</sup>	10	1:15000	2
3	Підприємства і споруди з площею забудови до 10 тис. м <sup>2</sup> . Дороги підземні й надземні комунікації у межах забудовуваної території	20	1:5000	3
4	Дороги підземні та надземні комунікації поза забудовуваною територією	30	1:2000	

Відповідно по пунктах будівельної сітки прокладають ходи нівелювання III – IV класів. У цьому випадку будівельна сітка служить висотною основою.

### 3.4. Опорна нівелірна геодезична мережа

*Опорна нівелірна геодезична мережа* створюється методами геометричного та супутникового нівелювання з прив'язкою не менше ніж до двох пунктів державної нівелірної геодезичної мережі, як правило, вищого класу

Для створення топографічних планів, виконання розмічувальних робіт і спостереження за осіданнями інженерних споруд



використовують систему знаків, абсолютні висоти яких визначають прокладенням нівелірних ходів II, III і IV класів. Нівелірні ходи висотної основи опираються не менше ніж на два репери державного нівелювання більш високого класу. Однак бувають випадки, особливо при спостереженнях за деформаціями інженерних споруд, коли висотна мережа є вільною і лише для передачі висоти спирається на один репер державної мережі.

На територіях великих міст площею більше 500 км<sup>2</sup> прокладаються ходи нівелювання I класу. Найбільші вимоги до точності розмічувальних робіт по висоті виникають при будівництві метрополітенів і великих самопливних каналізаційних колекторів.

Для забезпечення великомасштабних знімань і будівельних робіт висотну основу створюють нівелірні мережі II, III і IV класів (табл. 3.13) [9, 10].

Таблиця 3.13

Основні технічні характеристики висотної основи

Основні показники	Класи нівелювання		
	II	III	IV
Середня квадратична похибка нівелювання 1 км ходу, мм	2	5	10
Систематична похибка на 1 км ходу, мм	0,4	-	-
Допустимі нев'язки і розбіжності сум перевищень прямого і зворотного ходів, мм	$5\sqrt{L}$	$10\sqrt{L}$	$20\sqrt{L}$
Максимальна довжина ходу, км:			
– між вихідними реперами	40	25	10
– між вузловими точками	10	5	3
Максимальні відстані між постійними знаками:			
– на забудованих територіях	2	0,2	0,2-0,5
– на незабудованих територіях	5	0,8	0,5-0,2
Відстань між робочими реперами на будівельному майданчику, км	0,5	0,5	0,5
Найбільша відстань від нівеліра до рейки, м	75	75	100
Найменша висота візирного променя, м	0,5	0,3	0,2

Усі роботи на будівельних ділянках виконують в єдиній системі висот, прийнятій у період вишукувань при проектуванні споруд. Для будівництва унікальних об'єктів і спостережень за осіданнями споруд необхідна висока точність, яка досягається за рахунок зменшення

довжин візирних променів при нівелюванні, відстаней між реперами і вузловими пунктами.

*Опорну нівелірну розмічувальну мережу* будівельного майданчика створюють у вигляді нівелірних ходів, що спираються не менше ніж на два репери опорної нівелірної геодезичної мережі. Нівелірна мережа забезпечує виконання розмічувальних робіт із середньою квадратичною похибкою 10 мм і можливість спостереження за осіданнями споруд, що зводяться із середньою квадратичною похибкою 5 мм.

Перед виконанням нівелірних робіт з плану або карти території району вишукувань складають проект нівелірної мережі, погоджуючи його із загальним проектом геодезичних і знімальних робіт та з огляду на перспективу висотного забезпечення будівельно-монтажних робіт.

При проектуванні нівелірну трасу розміщують на шосейних, ґрунтових дорогах, уникаючи ділянок місцевості з великими уклонами, болотами і т. п.

На території міст нівелірні траси намічають уздовж вулиць з невеликим рухом транспорту і пішоходів.

Проектування висотної основи складається з таких етапів:

- розроблення схеми розміщення марок на території будівництва;
- розрахунок точності визначення висот реперів, що забезпечують необхідні допуски;
- детальне ознайомлення з територією будівництва для уточнення типів і місця розташування висотних марок.

Проект висотної мережі повинний містити: її схему; креслення знаків, що закладаються та опис наявних; пояснювальну записку з розрахунком необхідної точності.

Залежно від розмірів території об'єкта і виду споруди, що зводиться, нівелірні мережі звичайно розвивають у два або три ступені.

Оцінку вільних нівелірних мереж найбільш доцільно виконувати способом послідовних наближень, принцип якого стосовно оцінки полігонометричної мережі викладений у підрозділі 3.1.4 (табл. 3.6, 3.7).

Спосіб послідовних наближень можна застосовувати і для оцінки нівелірних мереж, що спираються на репери і марки більш високого класу. Однак треба зауважити, що очікувані помилки визначення

висоти вузлових точок отримуємо не відносно вихідних пунктів, а поблизу розташованих обумовлених пунктів.

Найбільш достовірні результати оцінки проекту нівелірної мережі, що спирається на точки з вихідними висотами, дає спосіб складання вагових функцій.

### **3.5. Особливості закріплення геодезичних пунктів на території міст і промислових площадках**

Пункти інженерно-геодезичних мереж на території міст і промислових об'єктів закріплюють *постійними геодезичними знаками*, що мають ряд особливостей у конструкціях, місцях розташування і способах їхнього використання [6, 12, 13]. Ці особливості визначаються виробничою і господарською діяльністю міста і промислового комплексу; вимогами різних служб, спрямованих на дотримання архітектурних і естетичних норм, а також правил техніки безпеки; наявністю перешкод для проходження візирного променя; фізико-географічними умовами району і т. д.

На незабудованій території, як правило, закладають *грунтові знаки*. Однак закладання ґрунтових знаків, особливо у великих містах, значно ускладнюється розширюваним підземним господарством, а швидке зростання міст, реконструкція проїздів і кварталів, удосконалення дорожніх покриттів призводять до знищення значної кількості ґрунтових знаків. Крім того, у зимовий час сніжний покрив утрудняє їхній пошук.

*Стінні знаки* порівняно з *ґрунтовими* мають ряд істотних переваг. Вони більш стійкі, вартість їхнього виготовлення і закладки значно менша, ними зручніше користуватися в будь-яку пору року. Стінні знаки закладають у міцні кам'яні, цегельні, залізобетонні будинки і споруди на висоті від 0,3 до 1,2 м від поверхні землі.

При закріпленні пунктів стінними знаками виникає необхідність прив'язки до них. Центри знаків розташовуються на відстані 4 – 5 см від стіни або цоколя будинку і це виключає можливість центрування над ними геодезичних приладів. Найбільш проста схема прив'язки полігонометричного ходу показана на рис. 3.13, а.

Теодоліт установлюють над точкою *a* полігонометричного ходу. Ця точка вибирається поблизу знака *A* з дотриманням умови

видимості на знак  $B$ . Якщо виміряти відстань  $S$  і кут  $\varphi$ , то з розв'язування трикутника за відомими сторонами  $AB$  і  $S$  можна обчислити будь-який його елемент.

Передача дирекційного кута лінії  $AB$  на сторони полігонометричного ходу проводиться через обчислений кут  $\gamma$  і вимірний кут  $\psi$ , передача координат – через сторону  $S$  і обчислений кут при точці  $A$ . Така схема може бути застосована при передачі координат з робочого центра на стінний знак.

Якщо не можна вибрати для установки приладу таке місце, з якого були б видні одночасно два суміжних пункти, то напроти двох суміжних стінних знаків вибирають дві тимчасові точки  $P_1$  і  $P_2$  (рис. 3.13, б) з таким розрахунком, щоб кути  $\beta_1$  і  $\beta_2$  були в межах  $88 - 92^\circ$ , а довжини ліній  $l_1$  і  $l_2$  не перевищували 20 м.

На цих точках вимірюють відстані  $l_1$  і  $l_2$  та кути  $\beta_1$  і  $\beta_2$ . Координати тимчасової точки  $P_2$  і дирекційний кут лінії  $P_1P_2$ , які будуть служити вихідними для прив'язки ходу, визначають за формулами [4, 11, 12]:

$$\alpha_{P_1P_2} = \alpha_{AB} + \delta; \quad \alpha_{BP_2} = \alpha_{P_1P_2} + \beta_2 = \alpha_{AB} + \beta_2 + \delta;$$

$$h_1 = l_1 \sin \beta_1; \quad h_2 = l_2 \sin \beta_2; \quad \sin \delta = (h_2 - h_1) / d;$$

$$x_{P_2} = x_B + l_2 \cos \alpha_{P_2}; \quad y_{P_2} = y_B + l_2 \sin \alpha_{P_2}.$$

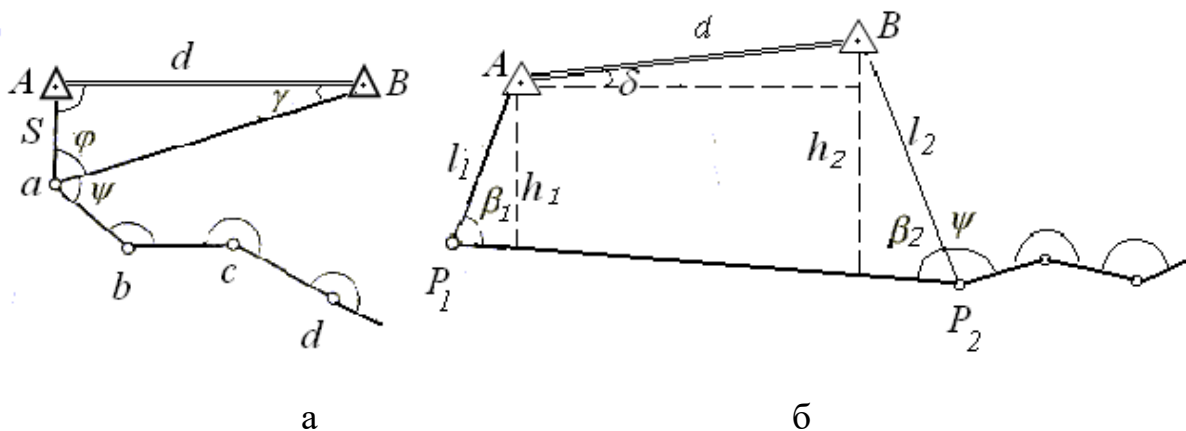


Рис. 3.13. Схеми прив'язки полігонометричного ходу до стінних знаків

Прив'язку ходу до трьох-чотирьох одинарних суміжних знаків, розташованих на протилежних кутах кварталів – перехрестя вулиць, можна здійснити методом оберненої засічки.

Іноді закріплюють центри пунктів системою з подвійних або потрійних суміжних знаків. Пункти висотної основи закріплюються *нівелірними* знаками (реперами), що повинні:

- забезпечувати стабільність положення верхньої робочої частини знака протягом установленого часу;
- мати конструкцію, що гарантувала б тривале збереження знака в місці його закладки.

До того ж конструкція знака повинна бути якнайпростіша, що дозволяє виготовляти його в заводських умовах і механізувати роботи із закладки центра. Якщо закріплені нівелірні пункти використовуються як вихідні для спостережень за осіданнями, то змінами цих вихідних пунктів по висоті більш ніж на 1 мм нехтувати не можна.

На території міст нівелірні знаки закладають у стіни капітальних будинків і споруд. Марки закладаються на висоті 1,5 – 1,7 м, а реperi – на висоті 0,3 – 0,6 м над поверхнею землі.

*Грунтові* реperi закладаються тільки при відсутності капітальних споруд на територіях великих парків, розташованих усередині забудови, у лісопаркових зонах і на землях сільськогосподарського призначення. Місця закладки ґрунтових реперів треба вибирати на виходах корінних порід, на ділянках із глибиною залягання ґрунтових вод не менше 4 м, тобто там, де сприятливі умови для стікання поверхневих вод. У забудованій території міста нівелювання II класу закріплюють *стінними марками* через 2 км.

*Глибинні ґрунтові* реperi розташовані на відстані 10 – 15 км один від одного, тому в місті в декількох місцях закріплюють мережу нівелювання II класу куцями з 3 – 4 глибинних реперів, розташованих один від одного на відстані 100 – 200 м.

У місцях спостережень за осіданнями великих інженерних споруд закладають глибинні реperi конструкції П.Й. Брайта.

*Фундаментальні реperi* рекомендується закладати на незабудованих територіях. Особливу обережність слід виявляти при виборі будинків для закріплення нівелірної мережі II класу стінними марками. Повторне нівелювання в ряді міст показало, що закріплені

стінні марки через 10 – 15 років унаслідок осідань будинків значно змінюють своє положення по висоті. Тому вони виявляються практично непридатними для використання не тільки для розмічування за висотою, але і при поточних будівельних роботах у місті. У практиці будівництва досить ефективними виявилися геодезичні знаки у вигляді паль. *Пальові репери* забезпечують надійну схоронність висотного положення центра знака. Вони прості й економічні у виготовленні.

Для геодезичних знаків висотної основи на гідровузлах доцільно використовувати поряд з типовими конструкціями деякі типи готових залізобетонних виробів (палі, пілони, анкерні болти, виступи арматури і т. д.). При будівництві й експлуатації сучасних будинків та споруд закладаються *центри* відповідно до спеціально розроблених проектів.

Мережі нівелювання *III* класу на незабудованій території закріплюють ґрунтовими реперами, а в забудованій частині – *стінними*.

### Питання для самоконтролю

1. Якими методами створюють опорні планові інженерно-геодезичні мережі?
2. Які характерні особливості інженерно-геодезичних мереж?
3. Для чого створюють розмічувальні геодезичні мережі?
4. Чим викликана необхідність проектувати геодезичну основу декількома рівнями?
5. Для чого виконують розрахунок точності проекту геодезичних мереж?
6. Яка буде середня квадратична похибка планового положення знімальної точки як вихідної для знімання в масштабі 1:2000?
7. Які похибки присутні при вимірюванні довжин ліній в полігонометричному ході світловіддалеміром? Дайте пояснення, якщо вони відсутні.
8. Чому дорівнює сумарна середня квадратична похибка висоти репера *IV* класу з урахуванням похибок нівелювання?
9. У чому сутність розрахунку оцінки проекту нівелірної мережі способом послідовних наближень?
10. З яких процесів складається проектування будівельної сітки?

11. Що головне у розрахунку точності будівельної сітки?
12. Особливість використання пунктів будівельної сітки.
13. Чому точність положення пунктів будівельної сітки різна? Що необхідно зробити для її зрівнювання?
14. Чим відрізняється осьовий спосіб побудови будівельної сітки від способу редуції?
15. Якою може бути максимальна довжина сторони мережі, якщо похибка положення винесеної точки на місцевості 1 см і винесення точки виконувалося за допомогою теодоліта Т5К?

### Тести для самоперевірки

(необхідно до термінів із колонки 1 підібрати визначення з колонки 2)

1	2
<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Підсумковим контролем обчислень для кожного трикутника трилатерації служить рівняння.</li> <li>2. Висотною основою є:</li> <li>3. Кутова нев'язка полігонометричного ходу або полігона 1-го розряду.</li> <li>4. Базова фігура мережі трилатерації.</li> <li>5. Довжина сторони трикутника трилатерації 1-го розряду.</li> <li>6. Відносна похибка полігонометричного ходу 2-го розряду.</li> <li>7. Оцінка точності проектів.</li> <li>8. Формула середньої квадратичної похибки дирекційного кута суміжної сторони трикутника з номером <math>k</math>.</li> <li>9. Очікувані середні квадратичні похибки у ходах між вузловими реперами підраховують за формулою</li> <li>10. Що буде означати <math>A_{14} + 22,62</math>; <math>B_{5+30,50}</math> для будівельної сітки.</li> </ol>	<p>А. Трикутник з вимірюваними сторонами <math>a, b, c</math>.</p> <p>Б. Не більше 1:5000</p> <p>В. <math>m_{\alpha_k} = \sqrt{m_{\alpha}^2 + m_{\beta}^2} \cdot \frac{2k+5}{10}</math></p> <p>Г. Система знаків, абсолютні висоти яких визначають прокладенням нівелірних ходів II, III і IV класів.</p> <p>Д. Не більше <math>10''\sqrt{n}</math>.</p> <p>Е. <math>X = 1422,62</math> м, <math>Y = 530,50</math> м.</p> <p>Ж. 0,50 – 5 км.</p> <p>З. <math>m_h^2 = \eta\sqrt{L}</math>.</p> <p>І. Підрахунок очікуваних середніх квадратичних помилок різних проєктованих елементів.</p> <p>К. <math>A_{\alpha} a - B_{\alpha} b - C_{\alpha} c = 0</math>.</p>

*На підставі викладеного матеріалу в цьому розділі студент повинний засвоїти принципи проектування опорних інженерно-геодезичних мереж і стосовно до їх побудови самостійно призначати або розраховувати похибки функції того або іншого елемента мережі.*

## 4. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ РОЗМІЧУВАЛЬНІ РОБОТИ

*Винесення в натуру проекту називають розмічувальними роботами, які є одним з основних видів геодезичних робіт. Вивчення цього розділу дає можливість студенту знати призначення та опанувати способи розмічувальних робіт, уміти самостійно розраховувати вихідні дані для винесення в натуру геометричних елементів, що забезпечують якість положення наземних об'єктів та технологічного обладнання.*

### 4.1. Призначення та організація геодезичних розмічувальних робіт

*Геодезичні роботи є невід'ємною частиною технологічного процесу будівельного виробництва та належать до основних видів робіт.*

*Геодезичні розмічувальні роботи виконуються для визначення на місцевості планового і висотного положення характерних точок і площин об'єкта, що відповідає проектній документації і робочим кресленням проекту.*

*Геодезичні розмічувальні роботи під час будівництва повинні забезпечувати винесення в натуру із заданою точністю осей та позначок, що визначають відповідно до проектної документації, положення в плані та по висоті конструкцій, елементів та частин будівель (споруд).*

*Проект будівель (споруди) складають на топографічних великомасштабних планах. Він визначає загальну геодезичну систему координат і задає положення характерних точок проектованого об'єкта відносно цієї системи. Розташування запроектованого об'єкта встановлюють відносно навколишніх предметів і сторін світу [6].*

*Розмічувальні геодезичні роботи діаметрально протилежні знімальним геодезичним роботам. При зніманні на підставі натурних вимірювань визначають координати точок відносно пунктів геодезичної основи. При розмічуванні, навпаки, за координатами, указаними в проекті, знаходять на місцевості положення точок об'єкта із заздалегідь заданою точністю. Точність цих вимірювань залежить від масштабу знімання.*

*Особливість розмічувальних робіт полягає в тому, що кути, довжини й перевищення не вимірюють, а відкладають на місцевості. Основними документами, на основі яких виконується розмічування будівель та інженерних споруд, є розмічувальні креслення.*

*Розмічувальним називається креслення, що містить необхідні дані для перенесення осей та окремих елементів споруди в натуру.*



Геометричною основою проекту будівель та інженерних споруд є їхні осі, відносно яких у робочих кресленнях (проектах) даються всі проектні розміри. На практиці розрізняють *головні, основні, проміжні та детальні осі*.

*Головні осі будівель (споруд)* – осі симетрії будівлі або повздовжні осі лінійних споруд.

*Вісь споруди* – вісь, позначена на місцевості або нанесена на графічній документ, чи задана просторовими координатами в цифровій моделі місцевості, визначає симетрію, форму, габаритні та розмічувальні розміри будівлі (споруди).

*За головні осі* лінійних споруд (доріг, каналів, гребель, тунелів, підземних і наземних комунікацій) служать поздовжні осі цих споруд. У промисловому та цивільному будівництві головними осями вважають осі окремих естакад, колон, фундаментів. Головні розмічувальні осі прив'язують до пунктів геодезичної основи.

*Основні осі будівель (споруд)* – осі, що визначають форму та габаритні розміри будівель та споруд.

*Проміжні та детальні* – це осі окремих елементів будівель і споруд.

На будівельних кресленнях основні осі проводять *штрихпунктирними лініями* і позначають *цифрами або буквами в кружках* (рис. 4.1).

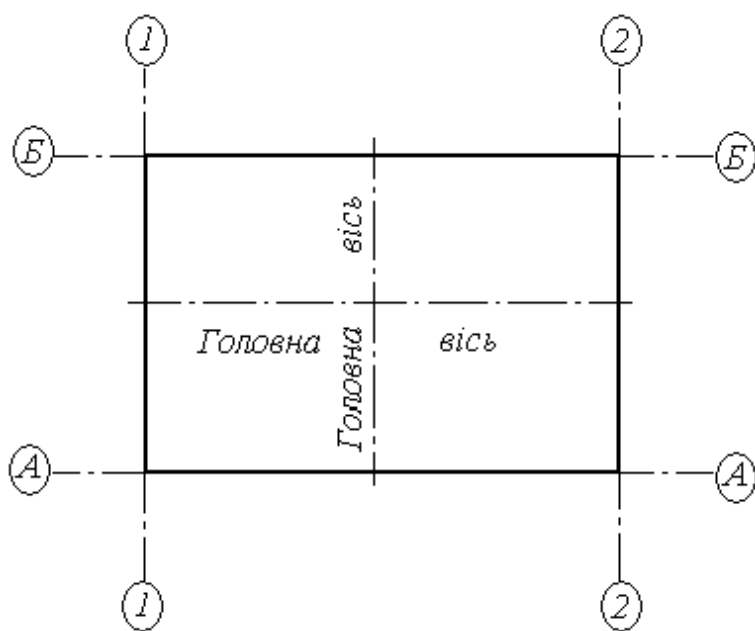


Рис. 4.1. Головні і основні осі будівлі

Для позначення поздовжніх основних осей служать арабські цифри, а для поперечних – прописні букви алфавіту, за винятком букв *З, Ї, Й, О, Х, Ь, Ю, Я*. Осі позначають зліва направо і знизу нагору. Вказані в проекті координати, кути, відстані, перевищення й ухили називаються *проектними геометричними елементами* [11, 12].

Висоти площин, рівнів і окремих точок проекту задаються від умовної

поверхні. У будівлях за умовну поверхню (нульову відмітку) беруть рівень «чистої підлоги» першого поверху. Висоти відносно нульової відмітки позначають так: нагору – зі знаком плюс і вниз – зі знаком мінус.

Для кожної споруди умовна поверхня відповідає визначеній абсолютній висоті, що вказується в проекті. Весь процес розмічування споруди обумовлюється геодезичними правилами переходу від загального до часткового.

*Розмічування головних і основних осей* визначає положення всієї споруди на місцевості, тобто його розміри й орієнтування щодо сторін світу та існуючих контурів місцевості.

*Детальне розмічування* показує взаємне розміщення окремих елементів і конструкцій споруди.

Організація і технологія розмічувальних робіт залежить від етапів будівництва.

В підготовчий період на місцевості будують геодезичну основу відповідної точності, визначають координати й висоти її пунктів. Після цього виконують геодезичну підготовку проекту для винесення його в натуру. Безпосередньо розмічування виконують в три етапи.

*На першому* – провадять основні розмічувальні роботи. За даними прив'язки від пунктів геодезичної основи знаходять на місцевості положення головних чи основних осей і закріплюють їх.

*На другому етапі*, починаючи із зведення фундаментів, проводять детальне розмічування споруди. Від закріплених точок головних і основних осей розмічують поздовжні та поперечні осі окремих елементів і частин споруди й одночасно визначають рівень проектних висот. Детальне розмічування провадиться значно точніше, ніж винесення у натуру головних осей, оскільки воно визначає взаємне розташування елементів споруди, а винесення головних осей – лише загальне положення об'єкту і його орієнтування [6].

Головні осі виносять у натуру із середньою квадратичною похибкою 3 – 5 см, а інколи і грубіше, а детальні з похибкою 2 – 3 мм і точніше.

*Третій етап* полягає в розмічуванні технологічних осей обладнання. На цьому етапі потрібна найбільша точність геодезичних вимірювань (1 – 0,1 мм і точніше).

Безпосередньо перед виконанням розмічувальних робіт виконавець повинен перевірити незмінність положення пунктів розмічувальної мережі будівель (споруд) шляхом повторного вимірювання елементів мережі.

## 4.2. Норми точності розмічування проектних елементів

Вимоги до точності розмічувальних робіт залежать від багатьох факторів: виду, призначення і місця розташування споруди; розмірів і взаємного розташування елементів споруди; матеріалу виготовлення споруди; порядку й способу виконання будівельних робіт; технологічних особливостей експлуатації і т. п.

*Норми точності* розмічувальних робіт задаються в проекті або в нормативних документах: будівельних нормах і правилах, державних стандартах системи забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві, відомчих нормативних документах і документах органів державного нагляду, що погоджені й затверджені у встановленому порядку, а також виконувати додаткові вимоги, що передбачені проектною документацією [6].

У багатьох випадках указують норми на встановлення будівельних конструкцій відносно проектного положення, звідки характеристики точності розмічувальних робіт можуть бути одержані тільки шляхом розрахунків.

*Точність геометричних параметрів* у нормативних документах і кресленнях зазначають у вигляді симетричних допусків  $\Delta$ , що визначають допустиму різницю між найбільшим і найменшим значеннями кожного параметра. Для розрахунків користуються різницею між найбільшим і найменшим значеннями параметра та його проектним значенням, що називається допустимим (граничним) відхиленням  $\delta$ , а також середнім квадратичним відхиленням (похибкою)  $\sigma$ . Перехід від допуску до граничного відхилення і середнього квадратичного відхилення виконують за формулами [4, 12]

$$\delta = \frac{\Delta}{2}; \quad \sigma = \frac{\delta}{3} = \frac{\Delta}{6}. \quad (4.1)$$

Таким чином, якщо користуватися допусками, указаними в нормативних документах безпосередньо на розмічувальні роботи, то можна за формулами (4.1) одержати вихідні показники точності для вибору способів і засобів геодезичних вимірювань.

Граничні (допустимі) відхилення  $\delta$  визначаються за формулою:

$$\delta = tm,$$

де  $t$  – величина, що залежить від категорії будівлі (споруди) і визначається при розробленні проекту виконання геодезичних робіт (ПВГР);  $m$  – середня квадратична похибка, що беруть з табл. 4.1.

У цілому *точність зведення споруди* залежить від точності геодезичних вимірювань, точності технологічних розрахунків проекту і похибок будівельно-монтажних робіт. З урахуванням незалежного характеру впливу цих факторів середня квадратична похибка відхилення  $\sigma$  точки споруди від теоретичного положення може бути обчислена за формулою [11]

$$\sigma^2 = \sigma_G^2 + \sigma_T^2 + \sigma_B^2,$$

де  $\sigma_G$  – сумарна величина впливу лінійних, кутових і висотних похибок геодезичних вимірювань;  $\sigma_T$  – сумарні похибки технологічних розрахунків проектів встановлення агрегатів, автоматичних ліній;  $\sigma_B$  – сумарний вплив похибок будівельних і монтажних робіт, включаючи для збірних елементів і похибки їх виготовлення.

Якщо прийняти принцип рівних впливів усіх  $n$  джерел похибок, то на кожну з них, у тому числі на геодезичні вимірювання, доводиться частка від загальної похибки встановлення

$$\delta_G = \frac{\delta_{заг}}{\sqrt{n}}. \quad (4.2)$$

Коли можливості точності будівельно-монтажних робіт обмежені, застосовують принцип мізерного впливу похибок геодезичних вимірювань на загальну похибку, тобто

$$\delta_G = k\delta_{заг},$$

де  $k$  – коефіцієнт, що визначає ступінь впливу похибок геодезичних вимірювань на загальну похибку. Зазвичай коефіцієнт  $k$  беруть таким, що дорівнює 0,2 ... 0,4.

Наведемо приклад розрахунку похибок геодезичних вимірювань для розмічування детальних осей споруди з [11].

Нехай  $\delta_{заг} = 2,5$  мм,  $n = 4$  і  $k = 0,3$ .

Тоді за принципом рівних впливів одержимо  $\delta_r = \frac{2,5}{\sqrt{4}} = 1,25$  мм, а за принципом мізерного впливу –  $\delta_r = 0,3 \cdot 2,5 = 0,75$  мм.

*Точність розмічування головних і основних осей* залежить від методу визначення вихідних даних для винесення положення точок проєктованого об'єкта. Точність розміщення об'єктів будівництва визначається точністю плану.

Точність плану характеризується середньою квадратичною похибкою визначення положення точки, що дорівнює 0,2 мм на плані. З урахуванням того, що робочі креслення (проект) розробляються, як правило, на планах масштабу 1:500, то ця похибка на місцевості складе 10 см. Цієї точності переважно і дотримуються при винесенні в натуру точок, що визначають положення головних і основних осей (табл. 4.1).

Правильність виконання розмічувальних робіт треба перевіряти шляхом контрольних геодезичних вимірювань та побудов (у напрямках, що не збігаються із заданими при розмічуванні) з точністю не нижче, ніж при розмічувальних роботах.

При виконанні розмічувальних робіт на території із щільною забудовою, насиченою комунікаціями, або при реконструкції будівель чи споруд основні осі виносять у натуру з точністю, визначеною аналітичними розрахунками. В цьому випадку похибка винесення основних осей відносно існуючої забудови складе 2 – 3 см.

У випадках будівництва за проектною документацією, що містить допуски на виготовлення та зведення конструкцій будівель (споруд), що не передбачені стандартами, нормами і правилами, потрібну точність розмічувальних робіт визначають спеціальними розрахунками за умов, якщо вони наведені в проектній документації.

Якщо декілька будівель (споруд) пов'язані єдиною технологічною лінією чи конструктивно, розрахунок точності розмічувальних робіт виконується як для однієї будівлі (споруди).

*Розмічувальні роботи для монтажу будівельних конструкцій і технологічного обладнання* здійснюються з точністю, що забезпечує дотримання допусків, які передбачені відповідними нормами, державними стандартами та проектною документацією [6, 12].

Таблиця 4.1

Норми точності геодезичних розмічувальних  
елементів у будівництві

Клас точності	Характеристика будівель, споруд, будівельних конструкцій	Величини середніх квадратичних похибок побудови геодезичних розмічувальних мереж:				
		Лінійні вимірювання	Кутові вимірювання, с	Нівелювання на вихідному та монтажному горизонтах, мм	Передача позначок на монтажний горизонт, мм	Передача точок, осей по вертикалі, мм
1-р	Металеві конструкції з фрезерованими контактними поверхнями; збірні залізобетонні конструкції, які монтуються методом самофіксації у вузлах; будівлі та споруди висотою понад 100 м або із прогонами від 30 до 36 м	1 мм для $L$ до 15 м, $\frac{L}{15000}$ для $L$ понад 15 м	5	1	$2 + 10H$	$1 + 2H$
2-р	Будинки вище ніж 15 поверхів; будівлі та споруди висотою від 73,5 до 100 м або із прогонами від 18 до 30 м	2 мм для $L$ до 20 м, $\frac{L}{10000}$ для $L$ понад 20 м	10	2	$4 + 15H$	$2 + 3H$
3-р	Будинки до 15 поверхів; будівлі та споруди висотою до 73,5 м або із прогонами від 6 до 18 м	3 мм для $L$ до 15 м, $\frac{L}{5000}$ для $L$ понад 15 м	15	3	$6 + 20H$	$3 + 5H$
4-р	Будинки до 5 поверхів; будівлі та споруди висотою до 15 м	4 мм для $L$ до 20 м, $\frac{L}{5000}$ для $L$ понад 20 м	30	5	$10 + 50H$	$5 + 10H$
5-р	Земляні споруди	$\frac{1}{1000}$	45	10	-	-

**Примітка.**  $H$  – різниця позначок двох будь-яких монтажних горизонтів виражена в сотнях метрів (100 м = 1)

### 4.3. Винесення в натуру проектних геометричних елементів

Винесення в натуру геометричних елементів по суті зводиться до фіксації на місцевості точок, що визначають проектну геометрію об'єкта. Планове положення цих точок може бути встановлене за допомогою побудови на місцевості геометричних елементів: проектного кута від вихідної сторони і проектною довжини лінії від вихідного пункту [4, 11, 12, 14].

*Винесення в натуру проектного кута.* Порядок винесення в натуру проектного кута  $\beta$ . На точку  $B$  (рис. 4.2) встановлюють теодоліт, приводять його в робоче положення, центрують, наводять зорову трубу на пункт  $A$  і беруть позначку на горизонтальному крузі. Додавши до цієї позначки значення проектного кута  $\beta$  і відкріпивши алідаду, встановлюють обчислене значення. При цьому положення зорової труби покаже напрямок проектного кута  $BC$  [4, 11].

У створі візирної осі труби теодоліта на відповідній відстані фіксують на місцевості точку, наприклад  $C_1$ . Щоб уникнути колімаційної похибки, аналогічні дії виконують при іншому крузі, відзначаючи другу точку  $C_2$ . З положення двох точок беруть середнє – точку  $C$ , а побудований кут  $ABC$  беруть за проектний (рис. 4.2, а).

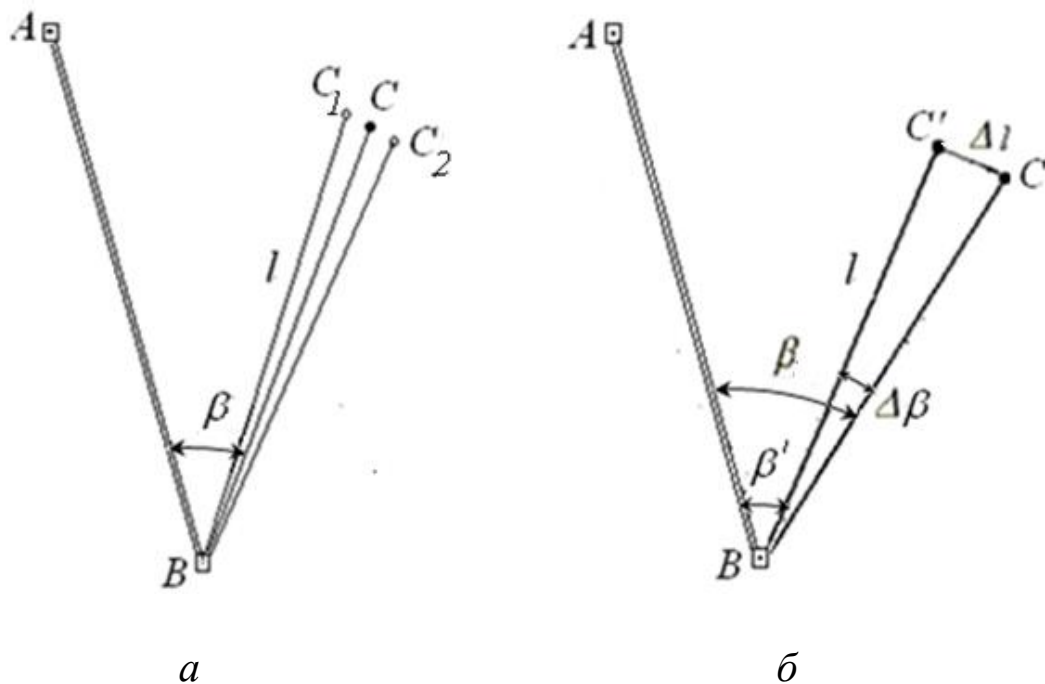


Рис. 4.2. Схема винесення в натуру: а – проектного кута; б – проектного кута заданої точності

Винесення проектного кута заданої точності. Для визначення точності побудований проектний кут  $ABC$  вимірюють декількома прийомами і обчислюють його більш точне значення  $\beta'$ .

Кількість прийомів розраховують за наближеною формулою

$$n = \frac{(m'_\beta)^2}{m_\beta^2},$$

де  $m'_\beta$  – середня квадратична похибка даного теодоліта;  $m_\beta$  – задана точність відкладення кута.

Наприклад, щоб відкласти кут з точністю  $m_\beta = 2''$  теодолітом 2Т5, треба його виміряти кількістю прийомів, обчислених за наведеною вище формулою, тобто

$$n = \frac{5^2}{2^2} = 6.$$

Узявши різницю між проектним кутом  $\beta$  і виміряним  $\beta'$ , одержують поправку  $\Delta\beta = \beta - \beta'$ , яку необхідно ввести для уточнення побудованого кута

$$\beta = \beta' + \Delta\beta.$$

Знаючи проектну відстань  $BC = l$ , розраховують поправку за редуkcію  $\Delta_l$  в лінійній мірі

$$\Delta_l = l \frac{\Delta''\beta}{\rho''}. \quad (4.3)$$

Відклавши на місцевості від точки  $C'$  перпендикулярно до лінії  $BC$  величину  $\Delta_l$ , фіксують точку  $C$  (рис. 4.2, б). Кут  $ABC$  буде дорівнювати проектному кутові  $\beta$  із заданою точністю. Для контролю кут  $ABC$  вимірюють повторно.

Точність побудови на місцевості проектного кута залежить від інструментальних похибок, похибок власного вимірювання, а також впливу зовнішніх умов. Похибки центрування, редуkcії і похибки по-



ложення вихідних пунктів викликають зміщення напрямку  $BC$  і винесеної точки  $C$ .

Виходячи з формули (4.3), можна знайти похибку визначення лінійної редуції проектного кута

$$m_{\Delta l} = l \frac{m''_{\Delta \beta}}{\rho''}.$$

При  $l = 200$  м,  $m''_{\Delta \beta} = 2$ , то одержимо  $m_{\Delta l} = 2,0$  мм. Таку величину

можна легко відкласти за допомогою рулетки або лінійки з міліметровими поділками.

*Винесення у природу проектної довжини лінії.* Для побудови на місцевості проектної довжини лінії від вихідної точки відкладають у заданому напрямку відстань, горизонтальна проекція якої дорівнює проектному значенню. Поправки в лінію відносно компарування, температури і ухилу місцевості необхідно вводити безпосередньо в процесі її побудови, а це ускладнює роботу, особливо при високоточних вимірюваннях. Тому часто поступають так само як і при побудові кутів, тобто використовують спосіб редуції.

На місцевості від вихідної точки  $A$  (рис. 4.3) спочатку відкладають і закріплюють наближене значення проектної відстані  $AB'$ .

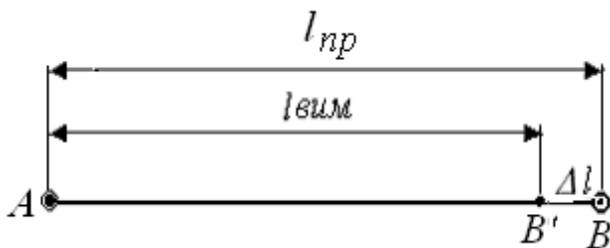


Рис. 4.3. Схема побудови проектної лінії

Цю відстань вимірюють компарувальними мірними приладами або точними далекомірами, зважаючи на всі поправки.

Обчисливши довжину закріпленого відрізка, порівнюють її з проектним значенням, знаходять лінійну поправку і відкладають її з відповідним знаком від кінцевої

точки  $B'$  відрізка

$$\Delta l = l_{пр} - l_{вим}.$$

Для контролю вимірюють довжину лінії  $AB$  і зрівнюють її з проектною. Точність побудови проектної довжини  $l_{пр}$  у способі редуції в основному залежить від точності лінійних вимірювань довжини  $AB'$ .

Виходячи з цього, вибирають прилади для вимірювань. Якщо проектна довжина відкладається безпосередньо в натурі, то виправлення за компаруванням, температурою і ухилом вводять зі знаками, оберненими тим, що враховують при вимірюванні ліній на місцевості.

*Винесення в натуру проектної висоти.* Усі висоти, зазначені в проекті споруди, даються від рівня «чистої підлоги» або якого-небудь іншого рівня. Тому перед винесенням в натуру проектні висоти, зазначені в розмічувальних кресленнях, перераховують у вихідну систему висот. На місцевості від 2 – 3 найближчих реперів визначають горизонт приладу ГП (рис. 4.4)

$$ГП = H_{Pn} + a,$$

де  $H_{Pn}$  – висота репера;  $a$  – позначка на рейці, установленій на репері.

Щоб установити точку  $P$  на проектну висоту  $H_{np}$ , необхідно знати величину позначки  $b$ . Обчислену позначку  $b$  на рейці одержують як різницю горизонту приладу ГП і проектної висоти точки  $H_{np}$  (рис. 4.4)

$$ГП = H_{Pn} + a = H_{np} + b; b = ГП - H_{np}$$

або

$$b = (H_{Pn} + a) - H_{np}. \quad (4.4)$$

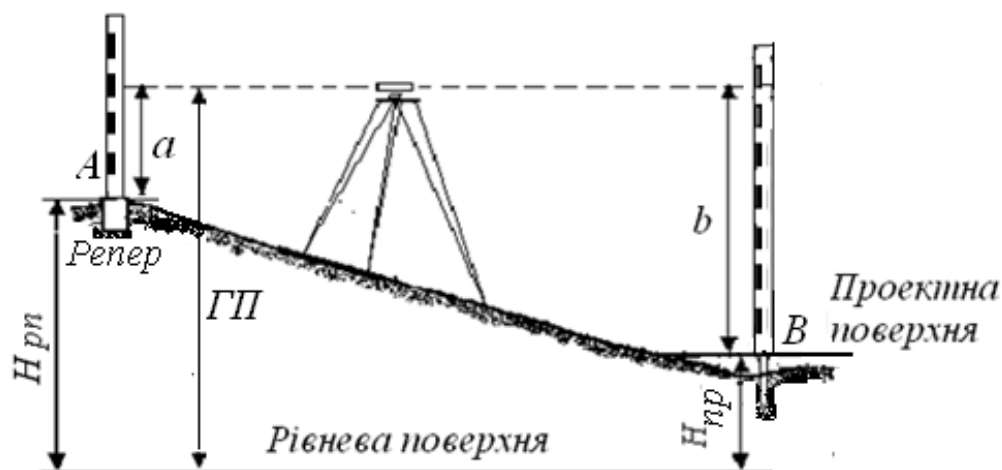


Рис. 4.4. Схема винесення проектної висоти

Піднімаючи або опускаючи рейку на точці  $P$ , домагаються, щоб середня нитка нівеліра показала позначку  $b$ . Тоді п'ятка рейки буде фіксувати проектну висоту.

Якщо необхідно передати проектні висоти точок, що лежать в одній вертикальній площині (на стінах, колонах і т. п.), то на тій площині відзначають проекцію середнього штриха сітки, тобто фіксують горизонт приладу. Потім, відмірявши вверх або вниз від цієї лінії відповідне перевищення, відзначають проектну висоту точки.

На точність винесення в натуру проектних висот в основному впливають: похибки вихідного репера  $m_{pn}$ , похибка  $m_a$  відліку  $a$  на рейці на вихідному репері, похибка  $m_b$  установки рейки на проектний відлік  $b$  і похибка фіксування  $m_\phi$  проектної висоти в натурі. При закріпленні точки кілочком похибка фіксування дорівнює 3 – 5 мм, при використанні болтів або шурупів  $m_\phi = 1$  мм і менше, похибки позначок для рейок задаємо так:  $m_a = m_b$ . Отже, середня квадратична похибка винесення проектної висоти в натуру буде

$$m_{H_{pr}}^2 = m_{pn}^2 + 2m_a^2 + m_\phi^2. \quad (4.5)$$

*Винесення в натуру ліній та площин проектного ухилу.* Для побудови на місцевості лінії заданого в проекті ухилу використовують нівеліри й теодоліти, а також лазерні прилади. Спочатку кінцеві точки лінії  $AB$  (рис. 4.5) установлюють на проектні висоти, обчислені за заданим укладом. Якщо дана висота тільки однієї точки, наприклад  $A$ , і проектний ухил  $i$ , то висоту іншої точки  $B$  можна знайти за формулою

$$H_B = H_A + il_{AB}, \quad (4.6)$$

де  $l_{AB}$  – проектна відстань  $AB$ ;  $i$  – проектний ухил.

*Винесення в натуру лінії проектного ухилу нівеліром.* Нівелір закріплюють так, щоб два його піднімальні гвинти були приблизно паралельні лінії  $AB$ . Нахиляючи нівелір двома піднімальними гвинтами (або елеваційним гвинтом), домагаються, щоб позначки на рейках, установлених у точках  $A$  і  $B$ , були однаковими, тобто щоб лінія візування нівеліра стала паралельною проектній лінії. Якщо тепер установити рейку в

будь-якій точці створу  $AB$  і, піднімаючи або опускаючи її, домогтися, щоб позначка на ній дорівнювала позначці на кінцевих точках, то п'ятка цієї рейки буде фіксувати точку лінії заданого ухилу.

Установлюючи рейку через конкретну відстань (наприклад 5 м), закріплюють у натурі лінію заданого ухилу від точок  $A$  і  $B$  точками. Ці точки фіксують кілочками відповідної висоти (рис. 4.5).

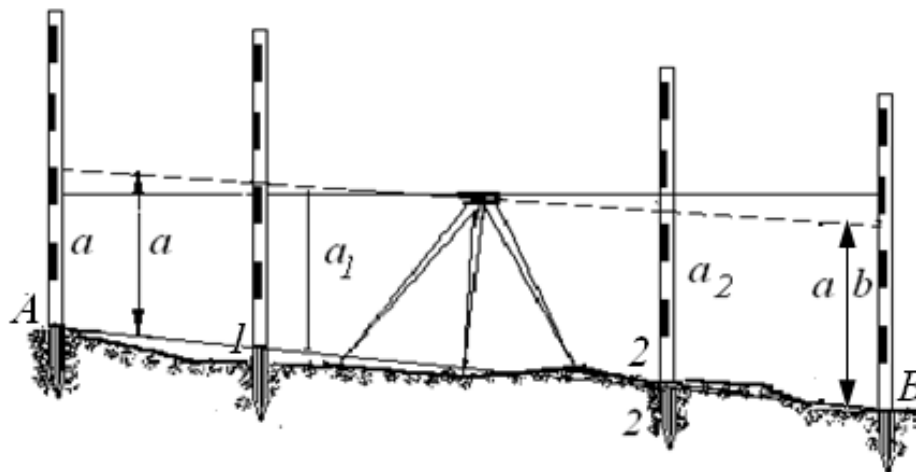


Рис. 4.5. Схема винесення в натуру лінії проектного ухилу нівеліром

Побудова лінії проектного ухилу теодолітом. Теодоліт установлюють на початковій точці  $A$  з вихідною (проектною) висотою  $i$  вимірюють висоту приладу  $i$ . На вертикальному крузі з урахуванням місця нуля ( $MO$ ) встановлюють проектний кут нахилу  $\nu$  лінії, який буде займати вісь зорової труби теодоліта (рис. 4.6).

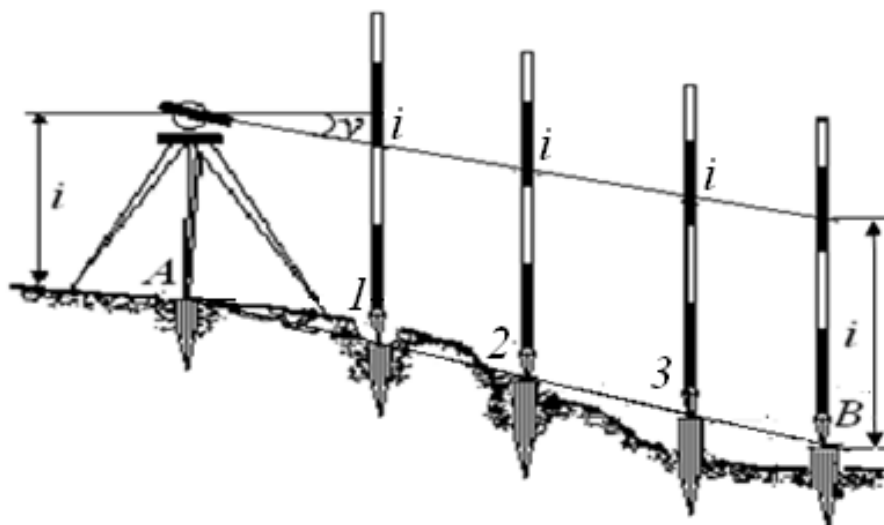


Рис. 4.6. Схема винесення в натуру лінії проектного ухилу теодолітом

Встановлюючи віху або рейку з відзначеною висотою приладу через 5 – 10 м за заданим напрямком на кілочку, сполучають позначку висоти приладу з візирною віссю труби. Закріплені кілочки (1, 2, 3) відповідної висоти вкажуть на місцевості точки, що лежать на лінії проектного ухилу.

*Винесення в натуру проектної площини.* Для винесення в натуру проектної площини за допомогою нівеліра необхідно встановити рейки на проектні висоти точки *A, B, C, D*. Діючи трьома піднімальними гвинтами нівеліра, домагаються методом наближень, щоб позначки на рейках на всіх чотирьох точках були однакові, тобто щоб лінія візування стала паралельною заданій проектній площині. При встановленні даної позначки на рейці в будь-якій точці всередині фігури *ABCD* п'ятка її буде лежати в проектній площині (рис. 4.7) [11, 12].

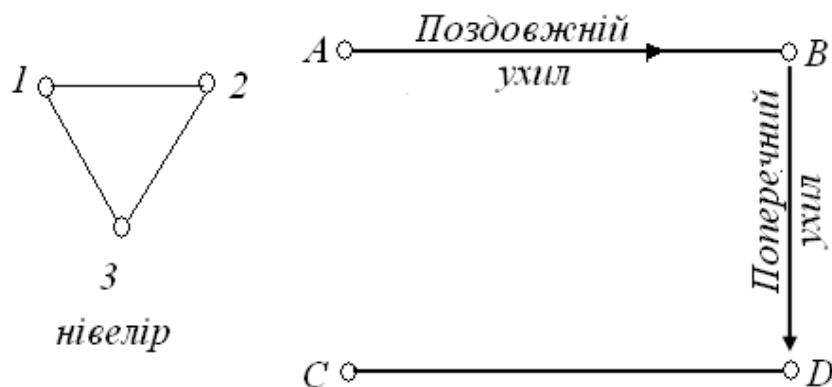


Рис. 4.7. Схема винесення в натуру площини проектного ухилу

Побудову в натурі проектного ухилу зручно робити за допомогою лазерних приладів: нівелірів типу *LNA2L* фірми «Вільд», теодолітів типу *ПГЛ-1* та ін.

*Передача проектної висоти на дно котловану.* В порівняно неглибокі котловани на невисокі споруджувані будинки і металеві конструкції передачу проектної висоти роблять за допомогою сталевих компарувальних рулеток, рейок і двох нівелірів (рис. 4.8).

На брівці котловану прикріплюють до кронштейна рулетку й опускають її на дно, підвісивши на кінці вантаж, що дорівнює натягу при компаруванні. Між найближчим репером і кронштейном, дотримуючи принципу рівності пліч, встановлюють нівелір.

Другий нівелір ставлять у котловані, посередині між рулеткою і точкою, на яку передають висоту.

На репері в котловані встановлюють рейку, на якій беруть позначку  $a$  та рулетці – позначку  $n_2$

Висота точки  $M$  на дні котловану буде розраховуватися за формулою

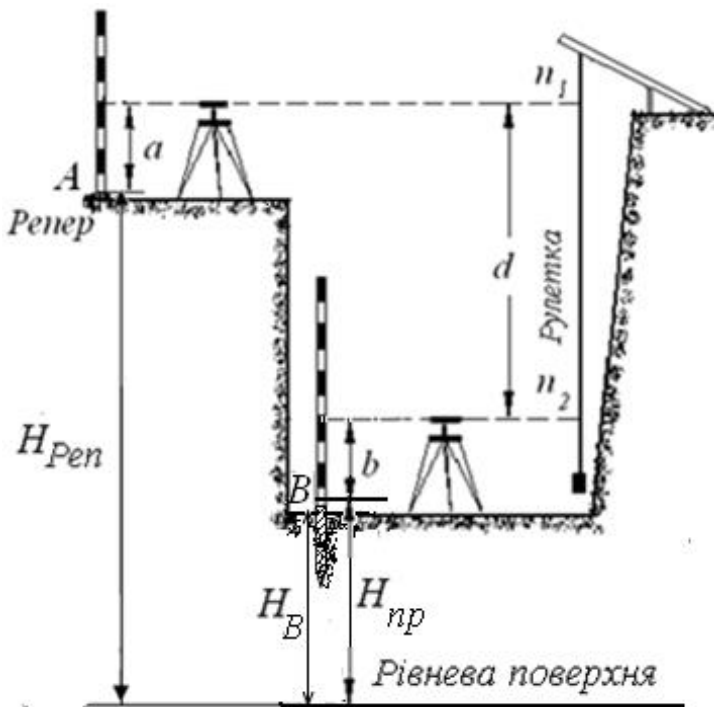


Рис. 4.8. Схема передачі проектної висоти на дно котловану

$$H_B = H_{pen} + a - d - b,$$

де  $H_{pen}$  – висота репера;  $a$  і  $b$  – позначки на рейках, установлених відповідно на репері та у котловані;  $d$  – різниця позначок взятих нижнім і верхнім нівелірами по рулетці (нуль рулетки вгорі),  $d = n_2 - n_1$ .

Для того, щоб встановити проектну висоту дна котловану  $H_{пр}$  визначають позначку  $b$  на рейці

$$b = H_{pen} + a - d - H_{пр}.$$

У цілому точність передачі висот цього способу визначається за формулою

$$m_{H_B}^2 = m_{H_{pen}}^2 + 2m_a^2 + m_d^2,$$

де задано, що похибки позначок на рейках  $m_a \approx m_b$ .

### Завдання для самостійного розв'язування

**Завдання 1.** Передати висоту з репера  $A$  на точку  $B$ , розташовану на дні котловану, якщо  $H_{pen} = 250,400$  м, позначка на рейці репера  $A$

$a = 0210$ , позначки на рулетці  $n_1 = 9760$  мм, позначка на рулетці на дні котловану  $n_2 = 0320$  і на рейці в точці  $M$   $b = 0435$  мм (див. рис. 4.8).

**Завдання 2.** Перенести лінію на місцевість заданого ухилу. Потрібно визначити позначки  $c_1, c_2, c_3, b$  на рейках у точках 1, 2, 3 і  $B$ , що відповідають заданому ухилу. Позначка на рейці в точці  $A$   $a = 1200$  мм, відстань між пікетами 5 м, заданий ухил  $i = -0,005$  (рис. 4.9).

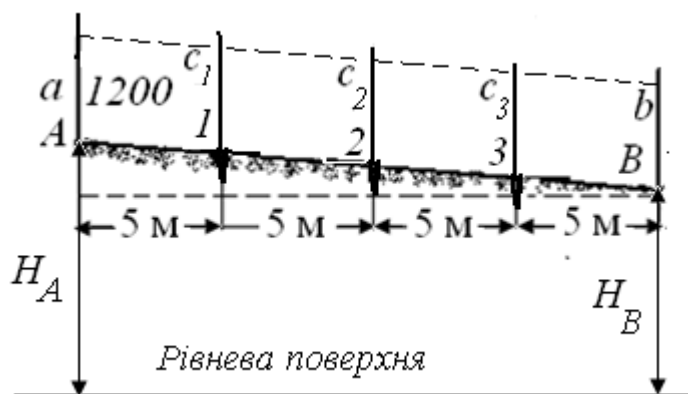


Рис. 4.9. Перенесення лінії заданого ухилу

**Завдання 3.** Винести в натуру точку  $B$  із заданою проектною висотою. Висота вихідної точки  $H_A = 180,465$  м, відлік на рейці точки  $A$   $a = 1212$  мм, висота проектної точки  $H_B = 180,600$  м.

#### 4.4. Способи винесення в натуру геометричних елементів і основні джерела їх похибок

Для винесення в натуру геометричних елементів проекту застосовують такі способи: полярних і прямокутних координат, кутової, лінійної, створної і створно-лінійної засічок, бокового нівелювання.

Застосування того або іншого способу залежить від виду проектної споруди, умов її зведення, схеми розташування розмічувальної мережі, наявності вимірювальних приладів та інших факторів.

Доцільно використовувати такий спосіб, який при відповідних умовах має більш високу точність. Точність винесення точки в натуру визначається різними джерелами похибок, одна частина яких залежить від геометрії застосовуваного способу, інша є загальною для всіх способів.

Похибки, що залежать від геометрії способу розмічування, тобто від способу побудови в натурі проектних кутів і ліній, називають *похибками власне розмічувальних робіт*  $m_{вр}$ . Очікувані величини цих похибок обчислюють за відомими у геодезії формулами.

На точність розмічувальних робіт впливають *похибки вихідних даних*  $m_{вих}$ , тобто похибки в положенні опорних пунктів, з яких здійснюється розмічування, і похибка фіксування положення проектної точки в натурі  $m_{ф}$ .

Застосування візирних марок з нитяним виском дозволяє зафіксувати точку з похибкою 1 мм. При використанні нитяних висків похибка в закритих приміщеннях збільшується до 2 – 3 мм, а на відкритій місцевості – до 3 – 5 мм. Використовуючи для фіксування точки олівець, цвях або шпильку можна домогтися точності 0,5 – 1 мм.

*Похибки центрування* кутомірного приладу і візирних цілей впливають як на точність кута, що відкладається при кутових вимірюваннях, так і на положення точки, що виноситься в натуру.

Похибку *візування*, що залежить від збільшення зорової труби, обчислюють за формулою

$$m''_{віз} = \frac{20''}{IX}. \quad (4.8)$$

У лінійній мірі ця похибка має вигляд  $m_{віз} = \frac{m''_{віз} S}{\rho''}$ , де  $S$  – відстань візування в міліметрах. На точність виконання розмічувальних робіт істотно можуть впливати похибки через зовнішні умови і бічну рефракцію [11, 13].

#### 4.4.1. Спосіб полярних координат

Спосіб полярних координат застосовують при винесенні осей будинків, споруд, геологічних свердловин з пунктів геодезичної основи, які розташовані порівняно недалеко від об'єкта, що виноситься в натуру [4, 11, 12]. Точка на місцевості визначається шляхом побудови проектного кута  $\beta$  і відкладання проектної довжини  $S$  (рис. 4.10). Проектні величини  $\beta$  і  $S$  знаходять з розв'язання оберненої геодезичної задачі за формулами [4, 11].



$$S_{AC} = \frac{\Delta Y_{C-A}}{\sin \alpha_{AC}} = \frac{\Delta X_{C-A}}{\cos \alpha_{AC}}$$

або

$$S_{AC} = \sqrt{\Delta X^2 + \Delta Y^2};$$

$$\operatorname{tgr}_{AC} = \frac{Y_C - Y_A}{X_C - X_A} = \frac{\Delta Y_{C-A}}{\Delta X_{C-A}};$$

$$\operatorname{tgr}_{BC} = \frac{Y_C - Y_B}{X_C - X_B} = \frac{\Delta Y_{C-B}}{\Delta X_{C-B}}.$$

$$\beta = \alpha_{AB} - \alpha_{AC}.$$

При цьому координати пункту  $A$  і дирекційний кут  $\alpha_{AB}$  відомі з побудови розмічувальної мережі.

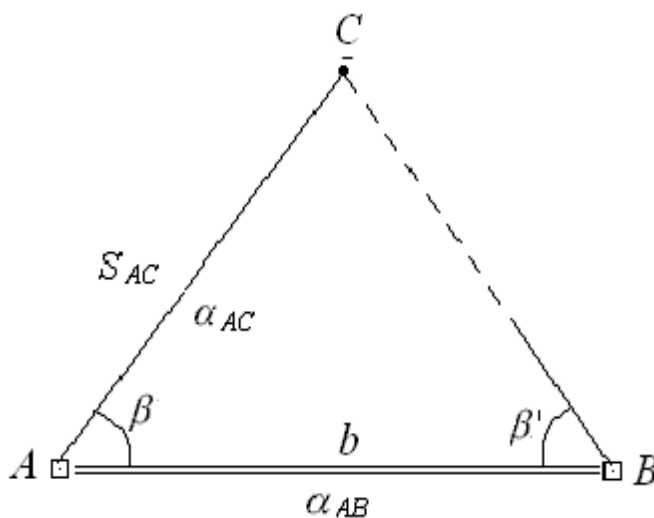


Рис. 4.10. Схема винесення точки в натуру способом полярних координат

Вимірявши на пункті  $B$  кут  $\beta'$  і порівнявши його зі значенням, отриманим як різницю дирекційних кутів  $\alpha_{BC}$  і  $\alpha_{BA}$ , перевіряють положення зафіксованої точки  $C$ .

Середня квадратична похибка винесення в натуру точки  $C$  способом полярних координат визначається за формулою

$$m_C^2 = m_{вр}^2 + m_{вих}^2 + m_{ц}^2 + m_{ф}^2.$$

Похибка власне розмічування полярним способом залежить від похибок побудови кута  $m_\beta$  і  $m_S$  відкладення проектної відстані  $S$ .

$$m_{\text{вп}}^2 = m_S^2 + \left( \frac{m_\beta}{\rho} \right)^2 S^2. \quad (4.9)$$

Вплив похибок вихідних даних при  $m_A = m_B = m_{AB}$  виражається формулою

$$m_{\text{вих}}^2 = m_{AB}^2 \left[ 1 + \left( \frac{S}{b} \right)^2 - \frac{S}{b} \cos \beta \right], \quad (4.10)$$

а похибка центрування –

$$m_{\text{ц}}^2 = l^2 \left[ 1 + \left( \frac{S}{b} \right)^2 - \frac{S}{b} \cos \beta \right], \quad (4.11)$$

де  $m_S$  – середня квадратична похибка вимірювання довжини сторони;  $m_{AB}$  – середня квадратична похибка положення вихідних пунктів;  $m_\beta$  – середня квадратична похибка вимірювання кута;  $m_\phi$  – середня квадратична похибка фіксації (закріплення) точки на місцевості;  $l$  – величина елемента лінійного центрування.

З формул (4.10) і (4.11) випливає, що для зменшення впливу вихідних даних і центрування необхідно, щоб кут  $\beta$  і відношення  $\frac{S}{b}$  були мінімальними, полярний кут був менше прямого, а проектна відстань – менше базису розмічування, тобто  $\beta \leq 90^\circ$ ,  $S \leq b$ .

Для наближених розрахунків, прийнявши  $\beta = 90^\circ$  і  $S = b$ , одержимо

$$m_{\text{вих}}^2 = m_{AB}^2 \sqrt{2}; \quad m_{\text{ц}}^2 = l^2 \sqrt{2}, \quad (4.12)$$

а сумарна похибка в положенні проектної точки  $C$ , винесеної способом полярних координат, буде знайдена за формулою

$$m_C^2 = m_S^2 + \left( \frac{m_\beta}{\rho} \right)^2 S^2 + 2m_{AB}^2 + 2l^2 + m_\phi^2. \quad (4.13)$$

Наприклад, оцінити точність розмічування проектного положення точки з пунктів полігонометричного ходу способом полярних координат, якщо  $b = 250$  м,  $m_{AB} = 10$  мм. Задамо, що  $S = 100$  м,  $\frac{m_S}{S} = \frac{1}{5000}$ ,  $\beta = 45^\circ$ ,  $m_\beta = 10''$ ,  $l = 1$  мм,  $m_\phi = 1$  мм.

Похибка відкладення проектної лінії буде  $m_S = \frac{100}{5000} = 20$  мм; лінійна похибка побудови проектного кута  $\Delta l = \frac{m_\beta}{\rho} S = \frac{10 \cdot 100000}{206265} = 5$  мм; вплив похибок вихідних даних знаходимо за формулою (4.10)

$$m_{вих} = 10 \sqrt{1 + 0,4^2 - 0,4 \cdot 0,7} = 9,4 \text{ мм.}$$

Зі співвідношення отриманих величин видно, що помилками за центрування і фіксування точки можна знехтувати. Сумарну похибку в положенні проектної точки  $C$  одержимо за формулою (4.13)

$$m_C = \sqrt{m_S^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 S^2 + 2m_{AB}^2} = \sqrt{20^2 + 5^2 + 9,4^2} = 23 \text{ мм.}$$

Розрахунок показав, що для даних умов зменшення похибки в положенні точки можливо лише при істотному зменшенні похибки відкладення проектної відстані, хоча  $b$  у два рази.

#### 4.4.2. Спосіб прямої кутової засічки

Спосіб прямої кутової засічки застосовують для розмічування неприступних точок, що знаходяться на значних відстанях від вихідних пунктів. В основному цей спосіб застосовують для розмічування мостів і гідротехнічних споруд.

Способом прямої кутової засічки знаходять положення точки на місцевості, одночасно відкладаючи теодолітами на пунктах геодезичної основи проектні кути  $\beta_1$  і  $\beta_2$  (рис. 4.11). Базисом засічки служить спеціально виміряна сторона або сторона розмічувальної мережі. Проектні кути  $\beta_1$  і  $\beta_2$  обчислюють як різницю дирекційних кутів сторін

$$\beta_1 = \alpha_{A-B} - \alpha_{A-C}; \quad \beta_2 = \alpha_{B-A} - \alpha_{B-C}.$$

Дирекційні кути знаходять з розв'язання оберненої геодезичної задачі за проектними координатами обумовленої точки  $C$  і відомими координатами вихідних пунктів  $A$  і  $B$  [11, 14].

На точність розмічування способом прямої кутової засічки впливають похибки власне засічки, вихідних даних, центрування теодоліта і візирних цілей, фіксування проектної точки на місцевості, тобто

$$m_C^2 = m_{\text{вз}}^2 + m_{\text{вих}}^2 + m_{\text{ц}}^2 + m_{\text{ф}}^2. \quad (4.14)$$

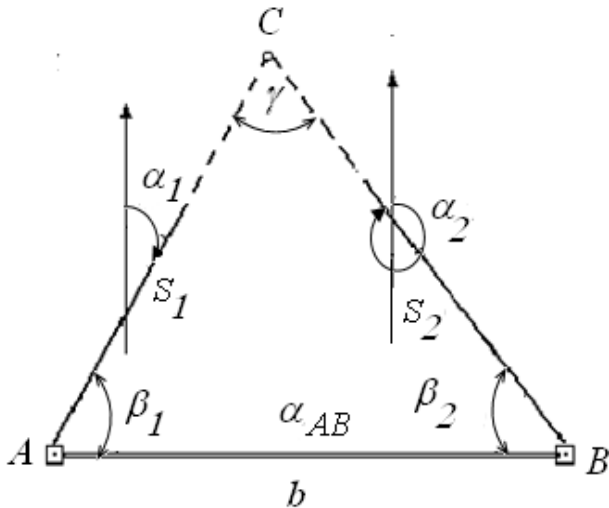


Рис. 4.11. Схема винесення точки способом прямої кутової засічки

Середня квадратична похибка власне кутової засічки буде

$$m_{\text{вз}} = \frac{m_{\beta} b}{\rho \sin \gamma} \sqrt{(S_1^2 + S_2^2) + m_{AB}^2},$$

або, оскільки

$$S_1 = b \frac{\sin \beta_2}{\sin \gamma}; S_2 = b \frac{\sin \beta_1}{\sin \gamma}, \text{ тоді}$$

$$m_{\text{вз}} = \frac{m_{\beta} b}{\rho \sin^2 \gamma} \sqrt{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2 + m_{AB}^2}, \quad (4.15)$$

де  $m_{\beta}$  – похибка побудови кутів  $\beta_1$  і  $\beta_2$ , на величину яких впливають похибки власне кутових вимірювань, інструментальні та зовнішні умови.

За осями координат ці похибки виражаються формулами

$$\left. \begin{aligned} m_x &= \frac{m_{\beta}}{\rho \sin \gamma} \sqrt{(S_1^2 \cos^2 \alpha_2 + S_2^2 \cos^2 \alpha_1) + m_{AB}^2}, \\ m_y &= \frac{m_{\beta}}{\rho \sin \gamma} \sqrt{(S_1^2 \sin^2 \alpha_2 + S_2^2 \sin^2 \alpha_1) + m_{AB}^2}. \end{aligned} \right\} \quad (4.16)$$

Похибка вихідних даних є наслідком похибки в положенні пунктів  $A$  і  $B$ . Якщо задати, що  $m_A = m_B = m_{AB}$ , то

$$m_{вих}^2 = m_{AB}^2 \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^2 \gamma} = m_{AB}^2 \frac{S_1^2 + S_2^2}{b^2}. \quad (4.17)$$

Для наближених розрахунків, задавши  $S_1 = S_2 = S$  і  $\gamma = 90^\circ$ , можна записати

$$m_{вих} = \frac{m_{AB} \sqrt{2}}{b} S. \quad (4.18)$$

Спільний вплив похибок центрування теодоліта і візирної цілі виразиться формулою

$$m_{\psi}^2 = l^2 \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^2 \gamma} = l^2 \frac{S_1^2 + S_2^2}{b^2}, \quad (4.19)$$

або

$$m_{\psi} = \frac{l \sqrt{2}}{b} S,$$

де  $l$  – величина лінійного елемента центрування.

З наведених вище формул слідує, що основними похибками способу кутової засічки є похибки власне кутової засічки та вихідних даних. Положення точки, на яке впливає сумарна величина цих похибок, можна розрахувати за формулою

$$m_C^2 = \left( \frac{m_{\beta}^2 b^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma} + m_{AB}^2 \right) \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^2 \gamma}, \quad (4.20)$$

або

$$m_C^2 = \left( \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma} + \frac{m_{AB}^2}{b^2} \right) (S_1^2 + S_2^2).$$

При  $S_1 = S_2 = S$  і  $\gamma = 90^\circ$  похибка в положенні точки, що вино-  
ситься в натуру, виразиться наближеною формулою

$$m_C = \sqrt{\left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 b^2 + m_{AB}^2}.$$

Часто при проектуванні розмічувальних робіт, якщо задана точ-  
ність проектного положення точки, вирішують питання про необхідну  
точність відкладання проектних елементів у натуру. Для прямої кутової  
засічки визначають похибку відкладання проектних кутів.

#### 4.4.3. Способи створної та створно-лінійної засічок

Способи *створної* і *створно-лінійної* засічок застосовують для роз-  
мічування осей будівель і споруд, а також монтажних осей конструкцій  
і технічного обладнання.

Положення проектної точки  $C$  у способі *створної* засічки визнача-  
ється на перетині двох створів, що задаються між вихідними точками  
 $1 - 1'$  і  $2 - 2'$  (рис. 4.12, а) [11, 12].

Створ задається теодолітом, що встановлюється на вихідний пункт  
(наприклад  $1$ ), зорову трубу орієнтують на візирну ціль, установлену на  
іншому вихідному пункті (наприклад  $2$ ). Положення точки  $C$  фіксують  
у заданому створі.

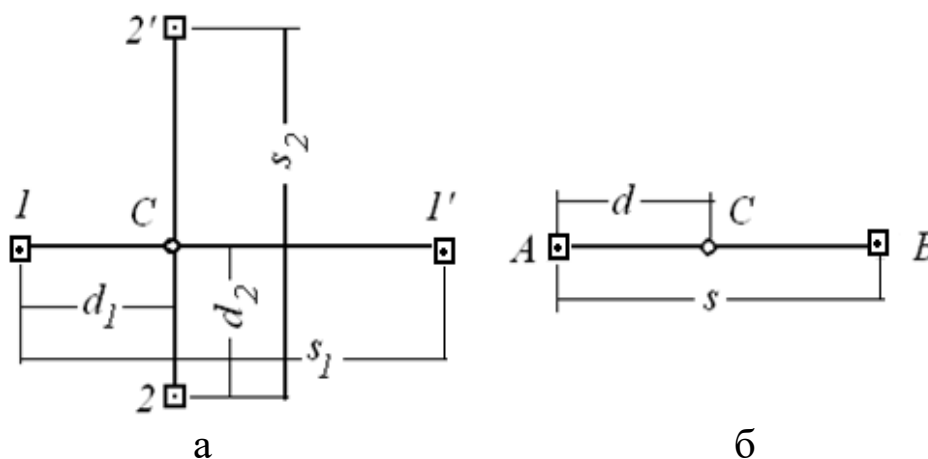


Рис. 4.12. Схеми визначення в натурі положення точки способами:  
*створної* (а) і *створно-лінійної* (б) засічок

Середня квадратична похибка створів залежить від похибок першого й другого створів і від фіксування точки

$$m_{d_{cm}}^2 = m_{d_{cm1}}^2 + m_{d_{cm2}}^2 + m_{\phi}^2. \quad (4.21)$$

Основні похибки при побудові кожного зі створів такі: положення вихідних пунктів, центрування приладу і візирних цілей, візування на візирну ціль і точку, що виноситься, фіксації, тобто

$$m_{d_{cm}}^2 = m_{вих}^2 + m_{\psi}^2 + m_{віз}^2 + m_{\phi}^2. \quad (4.22)$$

Вплив похибки положення вихідних пунктів для кожного створу по одній з координат  $x$  або  $y$  знаходять за формулою

$$m_{вих}^2 = m_{x,y}^2 \left[ \left(1 - \frac{d}{s}\right)^2 + \left(\frac{d}{s}\right)^2 \right], \quad (4.23)$$

тут  $d$  – відстань від точки установки приладу до обумовленої точки;  $s$  – відстань між вихідними пунктами (довжина створу).

Сумісний вплив похибок центрування приладу і візирної цілі одержують з виразу

$$m_{\psi}^2 = \frac{m_e}{2} \left[ \left(1 - \frac{d}{s}\right)^2 + \left(\frac{d}{s}\right)^2 \right]. \quad (4.24)$$

З аналізу формул (4.23) і (4.24) стає видно, що найбільший вплив похибка центрування має в кінцевих точках створу, коли  $d = 0$  або  $d = s$ , мінімальні похибки виходять у середині створу.

При побудовах створів похибка візування буде

$$m''_{віз} = \frac{m''_{віз} \sqrt{2d}}{\rho''}$$

або з урахуванням формули (4.8)

$$m''_{\text{виз}} = \frac{20'' \sqrt{2d}}{I^X \rho''}.$$

Спільний вплив похибок візування і фокусування при побудовах створів може бути виражений формулою

$$m''_{\text{виз.}\phi} = \frac{20'' \sqrt{3d}}{I^X \rho''}. \quad (4.25)$$

Для прикладу оцінимо точність розмічування проектного положення точки способом створів, якщо точка знаходиться посередині обох створів [11]. Задамо  $d = 100$  м,  $I^X = 25$ ,  $m_{x,y} = 5$  мм,  $l = 1$  мм,  $m_{\phi} = 1$  мм.

Оскільки у кожному створі точки, що визначаються знаходяться в однакових умовах, то достатньо зробити розрахунок для одного створу. Використовуючи формулу (4.23), знаходимо похибку вихідних даних

$$m_{\text{вих}} = 5 \sqrt{\left[ \left( 1 - \frac{100000}{200000} \right)^2 + \left( \frac{100000}{200000} \right)^2 \right]} = 5 \sqrt{\left[ \left( 1 - \frac{1}{2} \right)^2 + \left( \frac{1}{2} \right)^2 \right]} = 3,5 \text{ мм.}$$

За формулою (4.24) і (4.25) для похибки за центруванням і для похибок за візуванням та фокусуванням одержимо

$$m_u = \sqrt{\left( \frac{1}{2} \right)^2 \left[ \left( 1 - \frac{1}{2} \right)^2 + \left( \frac{1}{2} \right)^2 \right]} = 0,5 \text{ мм,}$$

$$m''_{\text{виз.}\phi} = \frac{20'' \sqrt{3 \cdot 100000}}{25 \cdot 206000} = 0,7 \text{ мм.}$$

Загальна похибка розмічування з урахуванням похибок двох створів буде

$$m_C = \sqrt{2 \left[ (3,5)^2 + (0,5)^2 + (0,7)^2 + (1,0)^2 \right]} = 5,3 \text{ мм.}$$



У наведеному розрахунку найбільш впливовою є похибка вихідних даних.

*Створно-лінійний спосіб* визначає положення проектної точки  $C$  (див. рис. 4.12, б) у натурі шляхом відкладення проектної відстані  $d$  у створі  $AB$ . Середня квадратична похибка положення точки  $C$  в цьому способі підраховується за формулами створів (4.22) – (4.24), беручи до уваги похибку  $m_d$  відкладання проектної довжини  $d$  у виразі (4.21).

#### 4.4.4. Спосіб прямокутних координат

Спосіб прямокутних координат застосовують при наявності на ділянці або в цеху промислового комплексу будівельної сітки у системі координат в якій задані положення всіх головних точок проекту.

Розмічування проектної точки  $C$  (рис. 4.13) роблять за обчисленими значеннями приростів її координат  $\Delta Y$  і  $\Delta X$  від найближчого пункту будівельної сітки.

$$\Delta X_{FC} = X_F - X_C; \Delta Y_{AF} = Y_F - Y_A.$$

Більший приріст ( $\Delta Y$ ) відкладають по створу пунктів сітки  $AB$ . В отриманій точці  $F$  установлюють теодоліт і будують від сторони сітки прямий кут.

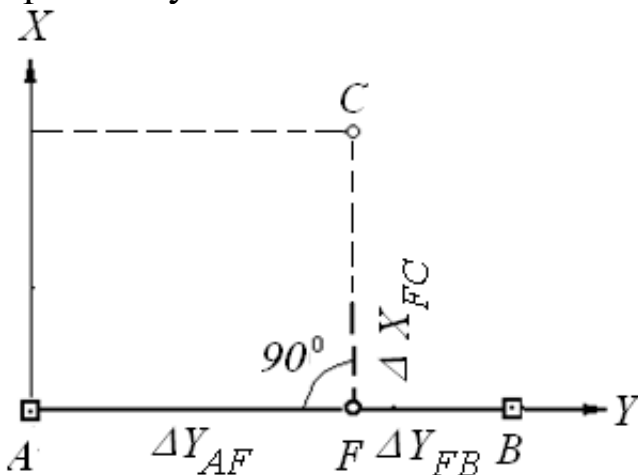


Рис. 4.13. Схема винесення в натуру точки способом прямокутних координат

По перпендикуляру відкладають менший приріст і закріплюють точку  $C$ . Для контролю положення точки  $C$  можна визначити від іншого пункту будівельної сітки.

Схема способу прямокутних координат сполучає в собі схему створів і полярного способу. Середня квадратична похибка в положенні винесеної точки  $C$  способом прямокутних координат виражається формулою

$$m_C^2 = m_{\Delta X}^2 + m_{\Delta Y}^2 + \left( \frac{m_\beta}{\rho} \right)^2 \Delta X^2 + m_{AB}^2 + m_{\text{цр}}^2 + m_\phi^2, \quad (4.26)$$

де  $m_{\Delta X}$ ,  $m_{\Delta Y}$  – похибки відкладання приростів координат;  $m_\beta$  – похибка побудови прямого кута;  $m_{AB}$  – похибки вихідних даних;  $m_{\text{цр}}$ ,  $m_\phi$  – похибки центрування редукції і фіксації відповідно.

Якщо по перпендикуляру відкласти ординату, то у формулі (4.27) величину  $\Delta X$  можна замінити величиною  $\Delta Y$ .

Вплив похибок у положенні вихідних пунктів за умови  $m_A = m_B = m_{AB}$  виражається формулою

$$m_{\text{вих}}^2 = m_{AB}^2 \left[ 1 + \left( \frac{\Delta X}{b} \right)^2 + \left( \frac{\Delta Y}{b} \right)^2 - \frac{\Delta Y}{b} \right], \quad (4.27)$$

а похибок центрування –

$$m_{\text{ц}}^2 = l^2 \left[ 1 + \left( \frac{\Delta X}{b} \right)^2 + \left( \frac{\Delta Y}{b} \right)^2 - \frac{\Delta Y}{b} \right], \quad (4.28)$$

де  $b$  – довжина сторони будівельної сітки.

При винесенні точки  $C$  по перпендикуляру від сторони абсцис у формулах (4.27) і (4.28) в останньому члені замість  $\Delta Y$  слід узяти  $\Delta X$ .

Наприклад, розрахувати точність винесення в натуру проектної точки  $C$ , розташованої в середині квадрата будівельної сітки зі стороною 200 м. Задати відносну похибку відкладання відстаней ( $\Delta Y$  і  $\Delta X$ ), що дорівнює  $1/10000$ ,  $m_\beta = 10''$ ,  $m_{AB} = 10$  мм,  $l = 1$  мм,  $m_\phi = 1$  мм [11].

Оскільки точка  $C$  розташована в середині квадрата будівельної сітки, то  $\Delta X = \Delta Y = 100$  м. Для цього випадку, коли

$$\frac{m_{\Delta X}}{\Delta X} = \frac{m_{\Delta Y}}{\Delta Y} = \frac{1}{T} = \frac{1}{10000}$$

і

$$m_{\Delta X} = m_{\Delta Y} = \frac{\Delta X}{T} = \frac{\Delta Y}{T} = 100000/10000 = 10 \text{ мм},$$

$$m_{вих} = m_{AB} = 10 \text{ мм}; m_{цр} = e = 1 \text{ мм}, \frac{m_{\beta}}{\rho} \Delta X = \frac{10 \cdot 10000}{206000} = 5 \text{ мм}.$$

Підставивши ці дані у формулу (4.25) одержимо

$$m_C = \sqrt{10^2 + 10^2 + 5^2 + 10^2} = 18 \text{ мм}.$$

Похибки центрування і фіксування можна не враховувати, тому що вони малі порівняно з величинами інших похибок.

#### 4.4.5. Спосіб лінійної засічки

У способі лінійної засічки положення точки  $C$ , що *вноситься* в натуру, визначають у перетинанні проектних відстаней  $l_1$  і  $l_2$ , відкладених від вихідних пунктів  $A$  і  $B$  (рис. 4.13). Цей спосіб застосовують для розмічування осей будівельних конструкцій у випадку, коли проектні віддалі не перевищують довжини мірного приладу.

Найбільш зручно розмічування за допомогою двох рулеток. Від точки  $A$  на рулетці відкладають віддаль  $l_1$ , а від точки  $B$  на другій рулетці –  $l_2$ . Переміщаючи обидві рулетки, нулі яких суміщенні з центрами пунктів  $A$  і  $B$ , на перетині кінців проектних відстаней  $l_1$  і  $l_2$  знаходять положення проектної точки  $C$ . Проектні відстані  $l_1$  і  $l_2$  знаходять за формулами

$$l_1 = \sqrt{(X_C - X_A)^2 + (Y_C - Y_A)^2} = \sqrt{\Delta X_{C-A}^2 + \Delta Y_{C-A}^2},$$

$$l_2 = \sqrt{(X_C - X_B)^2 + (Y_C - Y_B)^2} = \sqrt{\Delta X_{C-B}^2 + \Delta Y_{C-B}^2}.$$

Середня квадратична похибка в положенні обумовленої точки в загальному вигляді виражається формулою, аналогічною виразу (4.20) для кутової засічки.

Похибка власне лінійної засічки при однаковій точності  $m_l$  відкладення  $l_1$  і  $l_2$  може бути розрахована за формулою

$$m_{вз} = \frac{m_l \sqrt{2}}{\sin \gamma}. \quad (4.29)$$

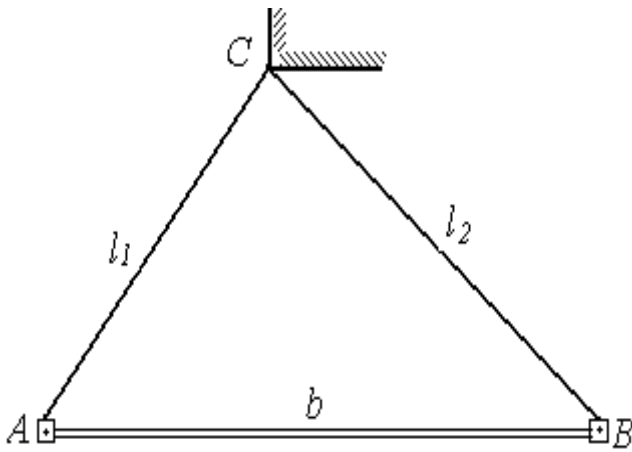


Рис. 4.14. Схема винесення в натуру точки способом лінійної засічки

Мінімальну похибку власне лінійної засічки можна досягти при куті  $\gamma = 90^\circ$ . У цьому випадку

$$m_{вз} = m_l \sqrt{2}. \quad (4.30)$$

Точність способу, обумовлена похибками вихідних даних у лінійній засічці, виражається формулою

$$m_{вих}^2 = \frac{m_A^2 + m_B^2}{2 \sin^2 \gamma}.$$

При  $m_A = m_B = m_{AB}$

$$m_{вих} = \frac{m_{AB}}{\sin \gamma}.$$

Для засічки при  $\gamma = 90^\circ$ ,  $m_{вих} = m_{AB}$ .

У випадку застосування мірних приладів похибки центрування відсутні. Тоді загальна похибка у визначенні положення точки C, що виноситься, буде залежати в основному від сумарної похибки власне самої засічки, вихідних даних і може бути розрахована за формулою

$$m_C^2 = \frac{2m_l^2}{\sin^2 \gamma} + m_{AB}^2. \quad (4.31)$$

Для наближених розрахунків, узявши  $\gamma = 90^\circ$ ,

$$m_C = \sqrt{2m_l^2 + m_{AB}^2}. \quad (4.32)$$

Наприклад, визначити необхідну точність відкладання проектних відстаней  $m_l$ , якщо задана точність визначення проектного положення точки, що виноситься в натуру,  $m_C = 10$  мм і похибка в положенні вихі-

дних пунктів  $m_{AB} = 5$  мм. За формулою (4.32) знаходимо точність відкладання проектних відстаней

$$m_l = \sqrt{\frac{(m_C^2 - m_{AB}^2)}{2}} = \sqrt{\frac{(100 - 25)}{2}} \approx 6 \text{ мм.}$$

#### 4.4.6. Спосіб бокового нівелювання

Спосіб бокового нівелювання застосовують для винесення осей при детальному розмічуванні та для установки згідно з проектним положенням будівельних конструкцій.

Сутність способу полягає в тому, що на лінії, паралельній основній осі  $AB$ , оптичним візуванням, наприклад теодолітом, задається створ  $A'B'$  (рис. 4.15) [11, 13]. Точки  $A'$  і  $B'$  знаходять шляхом відкладання деякої відстані  $l$  від точок  $A$  і  $B$  перпендикулярно лінії  $AB$ . Відстань  $l$  вибирають у межах 1 – 2 м, виходячи зі зручності розмічувальних робіт.

Положення осі конструкції визначають за допомогою горизонтально встановленої нівелірної рейки. За відліком на рейці  $l$ , що дорівнює відстані паралельного створу  $A'B'$  від осі  $AB$ , п'ятка рейки визначає положення цієї осі в даному місці.

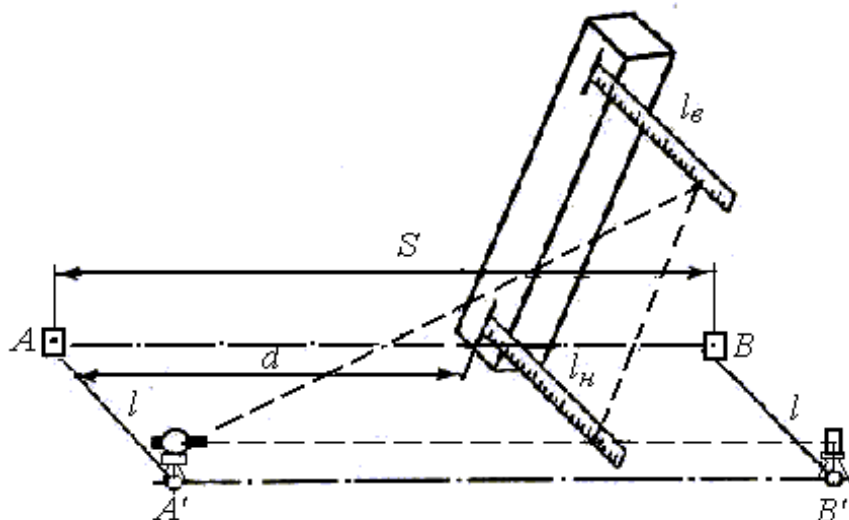


Рис. 4.15. Схема розмічування способом бокового нівелювання

До основних похибок бокового нівелювання належать: розмічування паралельності створу  $m_{ств}$ ; центрування оптичного приладу і

візирної цілі при винесенні паралельного створу  $m_{\zeta}$ ; установка рейки  $m_{\eta}$ ; позначка на рейці  $m_{\epsilon}$ .

Загальну похибку способу бокового нівелювання можна розрахувати за формулою

$$m^2 = m_{\text{ств}}^2 + m_{\zeta}^2 + m_{\eta}^2 + m_{\epsilon}^2.$$

Похибка розмічування паралельного створу складається з похибок побудови прямого кута і відкладання відстані. Для їх розрахунку використовують формулу (4.10). Вплив похибки центрування розраховують за формулою (4.24)

$$m_{\zeta}^2 = \frac{m_e^2}{2} \left[ \left(1 - \frac{d}{s}\right)^2 + \left(\frac{d}{s}\right)^2 \right],$$

де  $d$  – відстань від точки установки приладу до обумовленої точки;  $s$  – довжина створу. Величина  $m_e$  для теодоліта і візирних марок з оптичним центруванням дорівнює 0,5 – 0,7 мм, для нитяного виску в закритих приміщеннях – 2 – 3 мм і на відкритих ділянках – 3 – 5 мм.

Похибка установки рейки обчислюється за формулою

$$m_{\eta} = \frac{l\nu^2}{2\rho^2}, \quad (4.34)$$

де  $\nu$  – кут відхилення рейки від її перпендикулярного положення.

Похибку відліку на рейці знаходять за формулою

$$m_{\epsilon} = 0,03t + 0,2 \frac{d}{I^x}, \quad (4.35)$$

де  $t$  – поділка шкали рейки;  $d$  – відстань від приладу до рейки, м;  $I^x$  – збільшення зорової труби приладу.

Наприклад, визначити похибку способу бокового нівелювання, якщо  $s=100$  м,  $d=50$  м,  $l=2$  м,  $e=1$  мм,  $m_l=1$  мм;  $m_{\beta}=30''$ ,  $I^x=25$  [11].

Використовуючи формулу (4.10), будемо мати

$$m_{ств} = \sqrt{2 \left[ 1^2 + \left( \frac{30 \cdot 2000}{206000} \right)^2 \right]} = 1,5 \text{ мм.}$$

При  $d = \frac{s}{2}$  з формули (4.24) одержимо  $m_{ц} = e = 1 \text{ мм.}$

За формулою (4.34) знайдемо

$$m_y = \frac{2000 \cdot 2^2}{2 \cdot (57,3)^2} = 1,2 \text{ мм.}$$

За формулою (4.35) обчислимо  $m_g = 0,03 \cdot 10 + 0,2 \frac{100}{25} = 1,1 \text{ мм.}$

Тоді загальна похибка виразиться так:

$$m = \sqrt{(1,5)^2 + (1,5)^2 + (1,2)^2 + (1,1)^2} = 2,4 \text{ мм.}$$

#### 4.5. Розмічування криволінійних елементів споруд

При зведенні окремих об'єктів будівництва, що мають закруглені частини, виникає необхідність *розмічувати головні точки кругової кривої*. Точки початку, середини і кінця кривої називаються *головними точками кругової кривої* (рис. 4.16).

*Основні елементи кругових кривих*: кут повороту  $\varphi$ , вимірюваний у точці  $BK$  (вершина кута); радіус кривої  $R$ , що задається залежно від умов місцевості та категорії лінії; довжина дотичних  $AC$  й  $BC$  названа *тангенсом*  $T$ ; довжина кривої  $AFB = K$ ; довжина *бісектриси*  $CF = B$ ; величина *доміру*  $D$ .

На практиці елементи кругових кривих знаходять в таблицях, складеними за аргументами  $R$  і  $\varphi$ .

$$\left. \begin{aligned} T &= R \operatorname{tg} \varphi / 2, \\ B &= R (\sec \varphi / 2 - 1), \\ K &= R (\pi \varphi / 180) = \frac{R \varphi^0}{57,2958^0}, \\ D &= 2T - K = R (2 \operatorname{tg} \varphi / 2 - \pi \varphi / 180^0) \end{aligned} \right\} \quad (4.36)$$

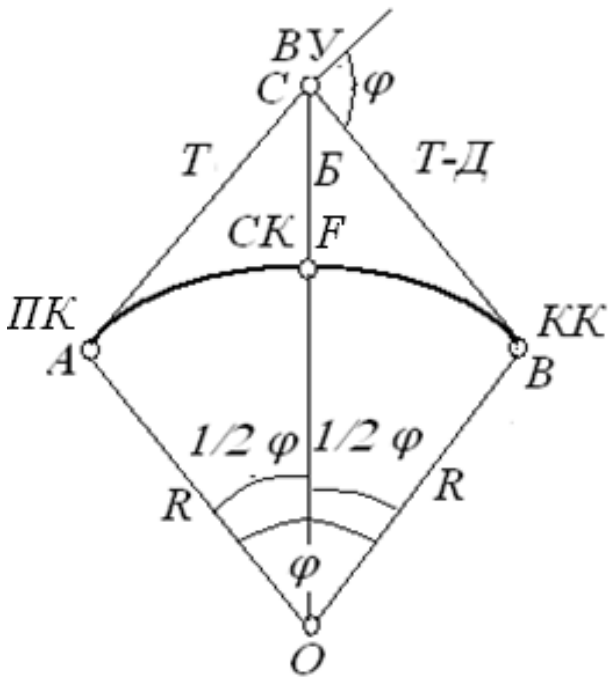


Рис. 4.16. Розмічування головних точок кругової кривої

На місцевості розмічування головних точок кривої ведуть за тангенсом від вершини кута повороту. Значення початку (ПК), кінця (КК) і середини (СК) кривої знаходять з виразів

$$\left. \begin{aligned} ПК &= BK - T \\ КК &= ПК + K \\ СК &= ПК + K/2 \end{aligned} \right\} \quad (4.37)$$

Контролем є

$$КК = BK + T + Д.$$

Визначимо, з якою точністю необхідно знати кути повороту траси чи головної осі лінійної споруди, щоб основні елементи кривих були одержані з середньою квадратичною відносною похибкою порядку 1/2000. З формули тангенса (4.36) [1, 11]

$$T = R \operatorname{tg}(\varphi / 2).$$

Згідно з теорією похибок

$$\frac{m_T}{T} = \frac{m_\varphi}{\sin \varphi},$$

звідки



$$m_{\varphi} = \rho' \frac{m_T}{T} \sin \varphi = 3448' \frac{m_T}{T} \sin \varphi. \quad (4.38)$$

Задавши  $\frac{m_T}{T} = \frac{1}{2000}$  і  $\varphi = 90^\circ$  знаходимо  $m_{\varphi} = 1,72'$ .

Точність кута бісектриси  $B$  при  $R = 1000$  м

$$B = R(\sec \varphi/2 - 1) = 2R \frac{\sin^2 \varphi/2}{\cos \varphi/2}.$$

$$\frac{m_B}{B} = \frac{\operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} m_{\varphi}}{2 \left(1 - \cos \frac{\varphi}{2}\right) \sin \varphi}.$$

Звідки

$$m_{\varphi} = \rho' \frac{m_B}{B} \frac{2 \left(1 - \cos \frac{\varphi}{2}\right)}{\operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}} = 3448' \frac{m_B}{B} \frac{2 \left(1 - \cos \frac{\varphi}{2}\right)}{\operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}}. \quad (4.39)$$

При цих же значеннях  $m_{\varphi} = 1'$ .

Ці вимоги відповідають точності вимірювання кутів у теодолітних ходах.

#### 4.5.1. Способи розмічування кругових кривих

Положення кривої на місцевості визначається в основному її головними точками. Для будівництва криволінійної споруди необхідно знайти на місцевості положення ряду проміжних точок кривої. Очевидно, чим більший радіус кривої, тим будуть більші інтервали між точками. На практиці *детальне розмічування кривих* найчастіше роблять способами прямокутних координат і продовження хорд.

Перший спосіб застосовується в умовах відкритої ділянки, де є можливість безперешкодно вимірювати відстані по дотичних і перпендикулярно їм. Другий спосіб рекомендується використовувати в стисну-

тих умовах (при наявності забудови, у тунелях, шахті й т. д.) при невисокій точності розмічування.

Узявши за початок координат початок або кінець кривої і за вісь абсцис – лінію тангенса, обчислюють координати точок 1, 2, 3 і т. д. за формулами

$$x_1 = R \sin \Theta; \quad y_1 = (1-1') = R - R \cos \Theta = 2R \sin^2 \frac{\Theta}{2};$$

$$x_2 = R \sin 2\Theta; \quad y_2 = (2-2') = R - R \cos 2\Theta = 2R \sin^2 \frac{2\Theta}{2};$$

.....

$$x_i = R \sin i\Theta; \quad y_i = (n-n') = R - R \cos i\Theta = 2R \sin^2 \frac{i\Theta}{2},$$

де  $n$  – поточний номер точки кривої ( $i = 1, 2, \dots, n$ ).

Сутність детального розмічування кривих способом *прямокутних координат* (рис. 4.17) пояснюється далі.

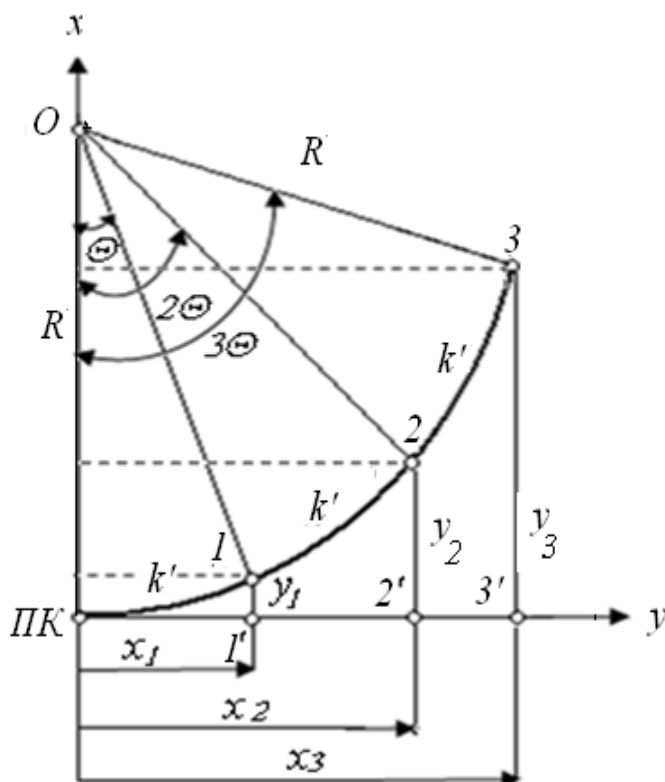


Рис. 4.17. Розмічування кривої способом прямокутних координат

Допустимо, що інтервали  $(ПК-1) = (1-2) = (2-3) = k'$  встановлені між проміжними точками, радіус кривої  $R$  відомий.

Центральний кут, що стягує заданий інтервал кривої  $k'$ , дорівнює  $\Theta$ , значення якого розраховують за формулою

$$\Theta = 180^\circ \frac{k'}{\pi R}. \quad (4.40)$$

Абсциси й ординати відкладають по дотичній і перпендикулярно їй за допомогою рулетки або стрічки. Замість абсцис часто користуються величиною  $(k' - x)$  – кривою без абсцис.

Значення  $(k' - x)_i$  і  $y_i$ , де  $i$  – номер точки ( $i = 1, 2, 3, \dots, n$ ), даються в спеціальних таблицях для детального розмічення кривої, які вибираються згідно за аргументом  $k'$  (табл. 4.2) або розраховуються за формулами (табл. 4.3).

Таблиця 4.2

Значення елементів розмічення кривої з таблиць  
( $R = 250$  м)

Інтервал кривої $k'$ , м	$(k' - x)$ , м	$y_i$ , м
10	0,00	0,20
20	0,02	0,80
30	0,07	1,80
40	0,17	3,19
50	0,33	4,98

Таблиця 4.3

Значення елементів розмічення кривої розраховані за формулами  
( $R = 1000$  м,  $\Theta = 1,14^\circ$ )

№ точки	$k'$ , м	$x$ , м	$(k' - x)$ , м	$y$ , м
1	20	$x_1 = R \sin \Theta$	0,00	$y_1 = 2R^2 \sin^2 \Theta / 2 = 0,20$
2	40	$x_2 = R \sin 2 \Theta$	0,01	$y_2 = 2R^2 \sin^2 2 \Theta / 2 = 0,80$
3	60	$x_3 = R \sin 3 \Theta$	0,04	$y_3 = 2R^2 \sin^2 3 \Theta / 2 = 1,80$
$i \dots$	$\dots \dots$	$x_i = R \sin i \Theta$	$\dots \dots \dots$	$y_i = 2R^2 \sin^2 i \Theta / 2$

Для розміщення точок спочатку відкладають уздовж дотичної значення  $k'$ , а потім, відступивши назад на  $(k' - x)$ , фіксують точку і будують у ній перпендикуляр. На ньому відкладають ординату  $y$  і наприкінці закріплюють точку кривої. Розміщення кругової кривої ведуть від початку  $ПК$  або кінця  $КК$  кривої до її середини.

У способі прямокутних координат кожна точка кривої визначається незалежними промірами і при переході від однієї точки до іншої похибки не накопичуються. У цьому основне достоїнство даного способу.

Похибка розмічування точки і радіуса цим способом визначається за формулою [1]

$$m = \sqrt{[(1 - y/R)m_x]^2 + (x/Rm_y)^2}; \quad m_R = \sqrt{[(1 - y/R)m_y]^2 + (x/Rm_x)^2}.$$

Способом прямокутних координат виносять точки з дотичної на криву, оскільки при польовому трасуванні пікетаж розмічають за тангенсами і, щоб уникнути похибок у висотах точок на кривих, пікети виносять з дотичної на криву.

**Приклад.** Дано: радіус кривої  $R = 1000$  м,  $k'$  – довжина кривої від початку до обумовленої точки [11].

Відповідно до різниці пікетного значення точки  $ПК10$ , що виноситься (рис. 4.18), і початку ( $ПК$ ) або кінця ( $КК$ ) кривої визначають довжину кривої ( $k' = 41,31$  м) і знаходять з таблиць для даного радіуса кривої (1000 м) такі координати:

$$k' - x = 0,01 \text{ м}, \quad y = 0,86 \text{ м}.$$

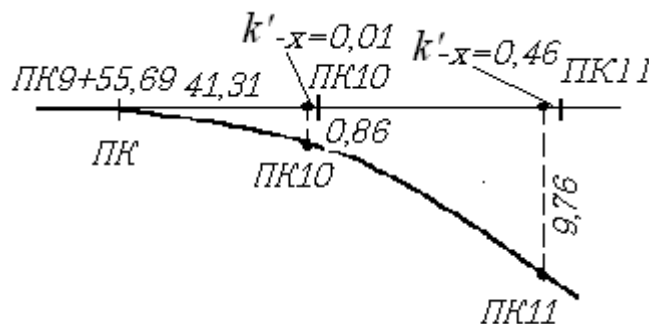


Рис. 4.18. Розрахунок і перенесення пікетів з тангенса на криву

Відклавши на тангенсі від  $ПК10$  у напрямку до початку кривої величину  $(k' - x) = 0,01$  м і на перпендикулярі, встановленому в отриманій точці, ординату  $y = 0,86$  м одержуємо на кривій положення  $ПК10$ .

Аналогічно виносимо на криву інші точки і пікети з тангенса. Дані табл. 4.4 беруть з таблиць «Кругові та перехідні криві».

Таблиця 4.4

Винесення точок з дотичної на криву  
( $R = 1000$  м)

$k'$	Координати		$k'$	Координати	
	$k' - x_i$	$y_i$		$k' - x_i$	$y_i$
40	0,01	0,80	140	0,46	9,78
41	0,01	0,84	141	0,47	9,92
42	0,05	0,88	142	0,48	10,07

*Спосіб продовжених хорд.* Розмічування кривої цим способом здійснюють без теодоліта (рис. 4.19). Відповідно до радіуса  $R$  і заданої довжини хорди  $b$  (10 чи 20 м) знаходять відрізки  $d$  та  $y$ , які називаються проміжними і крайніми переміщеннями. Приклад розрахунків переміщень  $y$  і  $d$  за формулами (4.41) наведено в табл. 4.5.

$$y = \frac{b^2}{2R}, \quad d = 2y = \frac{b^2}{R}. \quad (4.41)$$

Положення першої проміжної точки  $B$  може бути визначено за допомогою прямокутних координат  $x$  та  $y$  або з відрізка тангенса  $AB' = b$  лінійної засічки радіусами-векторами  $AB = b$  і  $BB' = y$ . Закріпивши точку  $B$ , на продовженні створу  $AB$  відкладають довжину хорди  $b$ , що дорівнює довжині заданого інтервалу по кривій, позначають точку  $C'$ , відрізками  $d$  і  $b$  засікають на кривій точку  $C$  і т. д. Для побудови наступних точок роблять так само як і при розмічуванні точки  $C$ . При виборі величини інтервалу між проміжними точками на кривій необхідно, щоб різниця між хордою і кривою у межах встановленого інтервалу була практично незначною.

При детальному розмічуванні кривої способом продовжених хорд можна користуватися таблицями, в яких наводяться величини *крайнього*  $y$  і *проміжного*  $d$  переміщень залежно від радіуса кривої і довжини хорди.

Таблиця 4.5

Розрахунок елементів розмічування кривої способом продовжених хорд

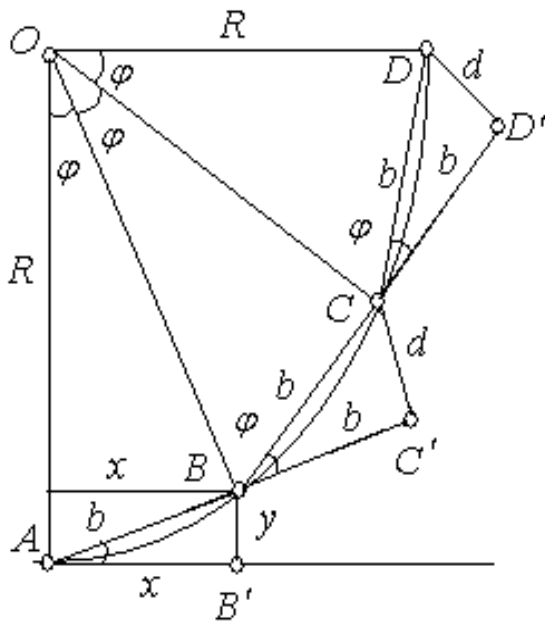


Рис. 4.19. Детальне розмічування кривої способом продовжених хорд

R, м	Хорда 10 м	
	Переміщення	
	Крайні y, м	Проміжні d, м
100	0,50	1,00
150	0,33	0,66
200	0,25	0,50
250	0,20	0,40
300	0,17	0,33

Похибка розмічування способом продовжених хорд зростає із збільшенням кількості точок. Вона визначається за формулою [1]

$$m = 2 m_a \sqrt{n-1},$$

де  $m_a$  – похибка відкладання  $y$  і  $d$  рулеткою (2 – 3 мм);  $n$  – кількість точок.

Застосовується цей спосіб на обмеженій території (насип, шахта, тунель) або якщо не вимагається висока точність розмічування.

Розмічування кривої в обох способах ведуть від початку і кінця до її середини.

## Завдання для самостійного розв'язування

**Завдання 1.** З якою точністю буде винесена в натуру точка  $C$  способом прямокутних координат, якщо вона знаходиться в середині квадрата будівельної сітки зі сторонами  $100 \times 100$  м? Розмічування виконують теодолітом Т5К і мірною 20-метровою стрічкою.

**Завдання 2.** Визначити точність винесення в натуру точки  $C$  способом прямої кутової засічки, якщо розмічування виконується теодолітом Т5К, довжина базису  $300$  м і  $\beta_1 = \beta_2 = 45^\circ$ .

**Завдання 3.** Розрахувати, на яку величину будуть змінюватися позначки на рейці при винесенні лінії довжиною  $S = 100$  м і ухилом  $i = 0,01$  через кожні  $10$  м.

**Завдання 4.** З якою похибкою буде винесена висота проекційної точки, якщо похибка у висоті репера дорівнює  $1$  м, похибка фіксації точки  $m_\phi = 2$  мм, відстань від нівеліра до репера і проекційної точки складає  $48$  м?

**Завдання 5.** Знайти відрізки  $d$  і  $y$  при детальному розмічуванні кругової кривої способом продовжених хорд, якщо  $R = 500$  м,  $b = 10$  м, і побудувати детальне розмічення її для трьох точок. Відповідь доповнити рисунком.

**Завдання 6.** Обчислити центральний кут  $\Theta$ , що стягує інтервал кривої  $k' = 20$  м, якщо радіус кругової кривої  $R = 250$  м. На підставі центрального кута розрахувати прямокутні координати  $x_1, x_2$  і  $y_1, y_2$ . Відповідь доповнити рисунком.

## Питання для самоконтролю

1. Які геодезичні роботи називають розмічувальними?
2. Способи для винесення в натуру проектних елементів?
3. Які похибки впливають на точність розмічувальних робіт?
4. З яких етапів складаються геодезичні розмічувальні роботи?
5. Як виконується винесення в натуру проектної точки способом полярних координат?
6. Які похибки впливають на точність винесення точки способом полярних координат?
7. За якою формулою визначається СКП розмічування точки і радіуса кривої способом прямокутних координат?
8. Як виконується винесення в натуру проектної точки способом прямої кутової засічки?
9. Які похибки впливають на точність винесення точки способом прямої кутової засічки?
10. Як виконується винесення в натуру проектної точки способом створів? Які похибки впливають на точність винесення точки?
11. Як виконується винесення в натуру проектної точки способом створно-лінійної засічки ?
12. Які похибки впливають на точність винесення точки способом створно-лінійної засічки?
13. Коли застосовують спосіб бокового нівелювання?
15. За якими аргументами обчислюють головні елементи кругової кривої?
16. Як виконується винесення траси в натуру, розмічування пікетів і головних точок кругової кривої?
17. Розмічування кругової кривої способом прямокутних координат. Наведіть рисунок з поясненнями.
18. Розмічування кругової кривої способом продовжених хорд. Наведіть рисунок з поясненнями.

*Після вивчення матеріалу цього розділу студент повинен знати загальні принципи винесення проекту в натуру, забезпечувати точність розмічення геометричних параметрів при будівництві згідно з нормативними вимогами.*



## 5. ЗАГАЛЬНА ТЕХНОЛОГІЯ РОЗМІЧУВАЛЬНИХ РОБІТ

*Технологія винесення в натуру проекту ґрунтується на виконанні спеціальної геодезичної підготовки проекту та розроблення проекту виконання геодезичних робіт. Вивчення матеріалу цього розділу дає студенту можливість засвоїти основні способи геодезичної підготовки й прив'язки проекту до точок геодезичної основи, методикку складання розмічувальних креслень для винесення в натуру проекту.*

### 5.1. Геодезична підготовка проекту

Перед винесенням в натуру проекту необхідно виконати спеціальну геодезичну підготовку. *Геодезична підготовка проекту* включає: геодезичну прив'язку проекту; складання розмічувальних креслень; розроблення проекту на виконання геодезичних робіт.

Для винесення проекту в натуру необхідно мати на місцевості геодезичні пункти з відомими координатами. В цій же системі повинні бути координати головних точок проекту об'єкта, які встановлюють його геометрію. Координати пунктів геодезичної основи обчислюють за результатами вимірювань при її створенні. Координати точок проєктованого об'єкта визначають графічно або розраховують аналітично. При цьому користуються основними кресленнями проекту.

Розрізняють три способи геодезичної підготовки проекту: *аналітичний, графоаналітичний та графічний.*

В *аналітичному способі* вихідні дані для розмічування знаходять шляхом математичних обчислень, координати існуючих об'єктів визначають натурними геодезичними вимірюваннями, елементи проекту задають із технологічних розрахунків.

*Графоаналітичний спосіб* – це коли положення вихідних пунктів визначають графічно з топографічного плану, а інших точок, жорстко зв'язаних з вихідними, – аналітично. Наприклад, для визначення положення будинку на місцевості за топографічним планом знаходять координати одного з кутів повороту будинку і дирекційний кут на інший кут повороту. Далі за проектними розмірами обчислюють координати всіх інших кутів повороту будинку.

*Графічний спосіб* використовують, коли всі проектні елементи визначаються графічно на топографічному плані. Розрахунок проекту роблять відповідно до графічних координат усіх його головних точок. Шляхом розв'язання обернених задач знаходять геометричні елементи

для перенесення в натуру головних точок проекту від пунктів геодезичної основи.

При графічному способі похибки проектування залежать від точності плану і його масштабу, тобто

$$\Delta = \delta M,$$

де  $\delta$  – похибка визначення на плані довжини відрізка або координати;  $M$  – знаменник масштабу плану.

Проектні координати точок на плані обчислюють за формулами

$$X_i = X_0 + \frac{N}{a+b} a,$$

$$Y_i = Y_0 + \frac{N}{c+d} c,$$

де  $X_0, Y_0$  – координати південно-західного кута координатної сітки (квадрата);  $N$  – розмір квадрата координатної сітки;  $a, b$  – відстань від південної і північної сторін квадрата до обумовленої точки відповідно;  $c, d$  – відстань від західної і східної сторін квадрата до обумовленої точки відповідно. Згідно з рис 5.1 при масштабі плану 1:2000 координати точки  $I$  будуть розраховані за формулами

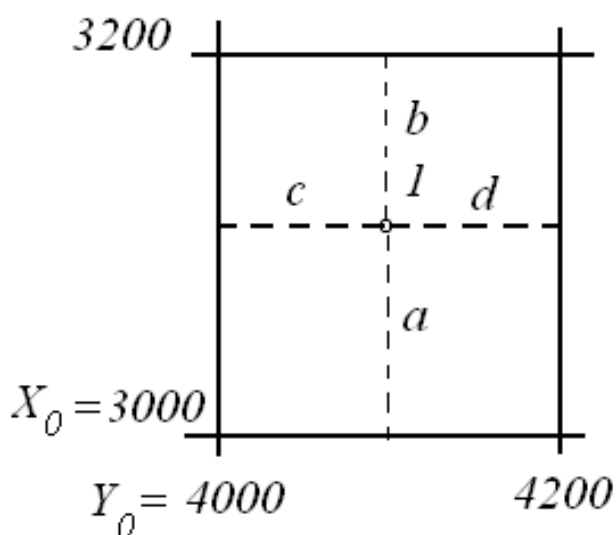


Рис. 5.1. Схема визначення координат точки  $I$  на топографічному плані

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= 3000 + \frac{200 + a - b}{2} = 3100 + \frac{a - b}{2} \\ Y_1 &= 4000 + \frac{200 + c - d}{2} = 4100 + \frac{c - d}{2} \end{aligned} \right\}.$$

*Аналітичний спосіб підготовки проекту.* Перенесення проекту в натуру пов'язано з усіма його геометричними елементами, що строго погоджені між собою і математично ув'язані з існуючими будівлями, спорудами і предметами місцевості. Це необхідно, щоб усунути вплив похибок гра-

фічного проектування на точність розмічувальних робіт і можливість появи в процесі будівництва великих нев'язок у розташуванні споруд.

При аналітичній підготовці проекту координати деяких точок ситуації визначають за планом графічним способом. Оцінимо точність відстані й дирекційного кута між точками  $A$  і  $B$  знайденими за графічними координатами  $x_A, y_A$  і  $x_B, y_B$ .

Визначення відстані знаходять за формулою

$$S^2 = (x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2.$$

Після нескладних перетворень задаючи, що

$$m_{x_A} \approx m_{x_B} \approx m_{y_A} \approx m_{y_B} = m_k,$$

середня квадратична похибка відстані буде

$$m_s = m_k \sqrt{2}.$$

Оскільки  $m_k$  є похибкою однієї з координат, то  $m_k \sqrt{2}$  буде відповідати похибці  $m_T$  в положенні точки  $A$  (або  $B$ )

$$m_s = m_T.$$

Таким чином, при рівноточних, незалежних визначеннях координат двох точок середня квадратична похибка відстані, обчислена за цими координатами, дорівнює похибці в плановому положенні однієї точки.

Якщо вимірювання координат у точках  $A$  і  $B$  однакові, тобто

$$m_{x_A} \approx m_{y_A} = m_{A_k}; m_{x_B} \approx m_{y_B} = m_{B_k},$$

то після деяких перетворень одержимо

$$m_s^2 = m_{B_k}^2 + m_{A_k}^2.$$

Оскільки

$$m_{B_k} = \frac{m_B}{\sqrt{2}}; m_{A_k} = \frac{m_A}{\sqrt{2}},$$

де  $m_B$  і  $m_A$  – похибки в положенні точок  $A$  і  $B$ , тоді

$$m_s^2 = \frac{1}{2}(m_B^2 + m_A^2). \quad (5.1)$$

Аналогічно з формул визначення дирекційного кута знаходимо середню квадратичну похибку дирекційного кута. При рівноточному вимірюванні координат

$$m_\alpha = \frac{m_k \sqrt{2}}{S} = \frac{m_s}{S}$$

або в кутовій мірі

$$m_\alpha = \frac{m_s}{S} \rho. \quad (5.2)$$

*Прив'язкою проекту* називають геодезичні розрахунки розмічувальних елементів, за якими переносять проект в натуру від пунктів геодезичної основи або капітальних будівель.

*Розмічувальними елементами* служать відстані, кути, перевищення і ухили, вибір та розрахунок яких залежить від взятого способу розмічування.

*Типові геодезичні задачі*, розв'язувані при аналітичному способі: визначення координат точки перетину двох прямих, прямої і кривої; обчислення координат точок ліній, паралельних і перпендикулярних заданим; розрахунок елементів кривих та ін.

Координати точок  $i$ , розташованих на відомих відстанях  $s_i$  по напрямку дирекційного кута  $\alpha_i$  від вихідної точки  $A$  с координатами  $X_A$  і  $Y_A$ , розраховуються за формулами

$$\begin{aligned} X_i &= X_A + S_i \cos \alpha_i, \\ Y_i &= Y_A + S_i \sin \alpha_i. \end{aligned} \quad (5.3).$$

Дирекційний кут  $\alpha_{AB}$  заданого прямолінійного відрізка з координатами  $X_A, Y_A$  і  $X_B, Y_B$  і проектна довжина  $S$  обчислюються за формулами

$$\alpha_{AB} = \operatorname{arctg} \frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A}; \quad (5.4)$$

$$S_{AB} = \frac{Y_B - Y_A}{\sin \alpha} = \frac{X_B - X_A}{\cos \alpha} = \sqrt{(X_B - X_A)^2 + (Y_B - Y_A)^2}. \quad (5.5)$$

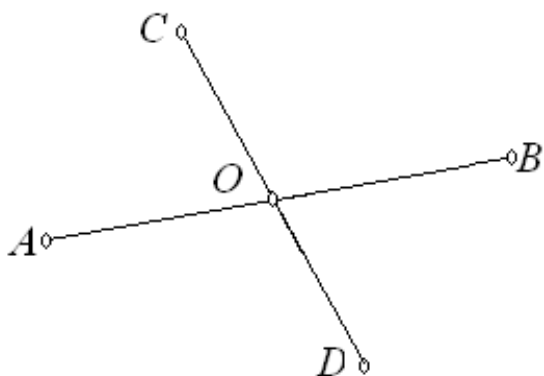
Координати  $X_0, Y_0$  точки  $O$  перетину відрізків  $AB$  і  $CD$  із заданими координатами  $X_A, Y_A; X_B, Y_B; X_C, Y_C; X_D, Y_D$  (рис. 5.2) знаходять за формулами:

$$X_0 = X_A + \frac{m}{\lambda - \mu}, \quad Y_0 = Y_A + \lambda \frac{m}{\lambda - \mu}, \quad (5.6)$$

де

$$\lambda = \frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A}, \quad \mu = \frac{Y_D - Y_C}{X_D - X_C},$$

$$m = (Y_C - Y_A) - \mu(X_C - X_A). \quad (5.7)$$



Кут між двома прямими  $AB$  і  $CD$  визначається як різниця дирекційних кутів сторін  $\alpha_{AB}$  і  $\alpha_{CD}$

$$\beta = \alpha_{AB} - \alpha_{CD},$$

Рис 5.2. Схема перетину двох відрізків

де  $\alpha_{AB}$  і  $\alpha_{CD}$  визначають за формулою (5.4).

мулою (5.4).

Координати точки  $K$  перетину прямої  $AB$  і кругової кривої радіуса  $R$  (рис. 5.3) обчислюють у наведеній послідовності.

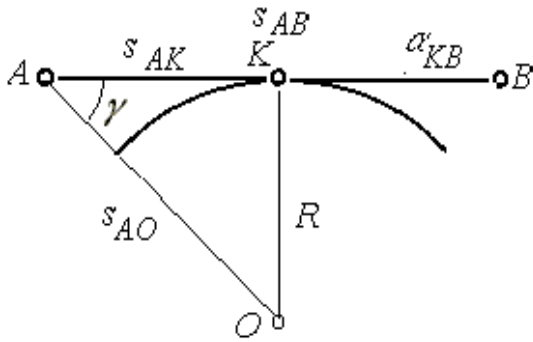


Рис. 5.3. Схема перетину прямої і кругової кривої

Спочатку за формулою (5.5) обчислюють довжину

$$S_{AK} = R \frac{\sin \gamma}{\sin(\alpha_{AB} - \alpha_{AO})}, \quad (5.8)$$

де

$$\gamma = 180^\circ - \arcsin \left[ \frac{S_{AB}}{R} \sin(\alpha_{AO} - \alpha_{AB}) \right] - (\alpha_{AO} - \alpha_{AB}).$$

Використовуючи координати точки  $A$ , довжину  $S_{AK}$  і дирекційний кут  $\alpha_{AK}$  ( $\alpha_{AK} = \alpha_{KB} = \alpha_{AB}$ ), визначають координати точки  $K$ .

$$X_K = X_A + S_{AK} \cos \alpha_{AK}, \quad Y_K = Y_A + S_{AK} \sin \alpha_{AK}.$$

## 5.2. Складання розмічувальних креслень і проекту виконання геодезичних робіт

Результати геодезичної підготовки проекту показують на розмічувальних кресленнях. *Розмічувальне креслення* – це основний документ, відповідно до якого в натурі виконують розмічувальні роботи. Розмічувальне креслення складають у масштабах 1:500 – 1:2000 залежно від складності об'єкта або його елементів, що виносяться в натуру. На розмічувальному кресленні показують: контури виношуваного об'єкта; його розміри і розташування осей; пункти геодезичної основи, від якої роблять розмічування; розмічувальні елементи, значення яких підписують на кресленні. Іноді на кресленні вказують координати вихідних пунктів заданої системи, довжини і дирекційні кути вихідних сторін, висоти вихідних реперів та ін. Ці дані служать для контролю при розмічуванні та після його завершення. Приклади розмічувальних креслень наведено на рис. 5.4 і 5.5.

Похибка вимірювання в процесі геодезичного контролю точності геометричних параметрів будівель (споруд), у тому числі при виконавчому зніманні інженерних мереж, не повинна перевищувати 0,2 величини допустимого відхилення, встановленого будівельними

нормативними документами, державними стандартами або проектною документацією.

Для забезпечення точності та своєчасного виконання геодезичних розмічувальних робіт на будівельній ділянці складають *проект виконання геодезичних робіт* (ПВГР).

Склад проекту виконання геодезичних робіт:

– Загальні положення.

– Організація геодезичних робіт: календарний план; техніко-економічне обґрунтування ПВГР; кошторис.

– Основні геодезичні роботи: проектування планово-висотної розмічувальної мережі; розрахунок точності та вибір методики виконання робіт; підбір геодезичного устаткування та типів геодезичних центрів.

– Контроль стабільності пунктів планово-висотної основи у процесі виконання будівельно-монтажних робіт: періодичність контролю; згущення геодезичної мережі.

– Перенесення в натуру осей споруди: розрахунок точності та вибір методів перенесення та закріплення осей; технологія та методика контрольних вимірювань.

– Детальні розмічувальні роботи: розрахунок точності та вибір методів розмічувальних робіт; технологія та методика контрольних вимірювань.

– Геодезичне забезпечення монтажних робіт: розрахунок точності та вибір методів і приладів для вивірення планово-висотного положення елементів конструкцій споруди.

– Виконавче знімання: контрольні вимірювання якості монтажних робіт; ведення виконавчого генерального плану.

– Геодезичний моніторинг деформацій будівлі (споруди): обґрунтування точності вимірювання деформацій і переміщень; проектування геодезичної основи для геодезичного моніторингу; методика вимірювань та циклічність спостережень [6].

За потреби ПВГР можна розробляти на декілька періодів будівництва (реконструкції) об'єкта: підготовчий; зведення об'єкта; геодезичний моніторинг деформацій будівель (споруд) об'єкта.

Склад і зміст проекту виконання геодезичних робіт повинен формуватися на основі вимог ДБН А.3.1-5.

Якщо будівництво ведеться за проектною документацією, що містить допуски на виготовлення та зведення конструкцій будівель (споруд), які не передбачені нормативними документами та правилами,

необхідну точність вимірювання потрібно визначати спеціальним розрахунком у ПВГР [6].

### 5.3. Основні розмічувальні роботи при винесенні проекту в натуру

*Основними розмічувальними роботами* називають роботи з винесення в натуру головних і основних осей, що визначають геометрію об'єктів на місцевості.

*Загальні принципи* розмічування головних і основних осей на місцевості: наявність вихідної розмічувальної основи, наприклад пункти розмічувальної основи; закріплені лінії регулювання забудови (осі проїздів, червоні лінії, межі кварталів і т. п.); кути капітальних будинків і споруд, іноді чітко обумовлені контури місцевості.

У проекті або на розмічувальних кресленнях *аналітичної підготовки проекту* вказується прив'язка точок, що виносяться в натуру, до пунктів геодезичної основи. Для обчислення значень розмічувальних елементів фактичні координати вихідних пунктів і проектні координати точок, що виносяться, повинні бути в одній координатній системі. При їх розходженні виконують перерахунок координат з однієї системи в іншу відповідно загальноприйнятих формул (5.9)

$$\left. \begin{aligned} x'_i &= (x_i - x_0) \cos \Theta - (y_i - y_0) \sin \Theta \\ y'_i &= (x_i - x_0) \sin \Theta + (y_i - y_0) \cos \Theta \end{aligned} \right\}, \quad (5.9)$$

де  $x_i$  і  $x'_i$ ;  $y_i$  і  $y'_i$  – координати пункту  $i$  в різних плоских прямокутних системах;  $x_0$  і  $y_0$  – координати початку нової системи з осями  $x'$ ,  $y'$  в існуючій системі з осями  $x$ ,  $y$ ;  $\Theta$  – кут повороту однієї системи відносно іншої.

При наявності на ділянці будівельної сітки для порівняно нескладних стосовно геометрії споруд і цехових будівель, як правило, виносять габаритні (основні) осі способом прямокутних координат.

Наприклад, положення точок  $A/2$  і  $A/12$  визначають від найближчих пунктів сітки  $19$  і  $20$  відповідно обчислених приростів абсцис і



ординат. Аналогічно від пунктів 10 і 11 визначають точки E/2 і E/12 (рис. 5.4).

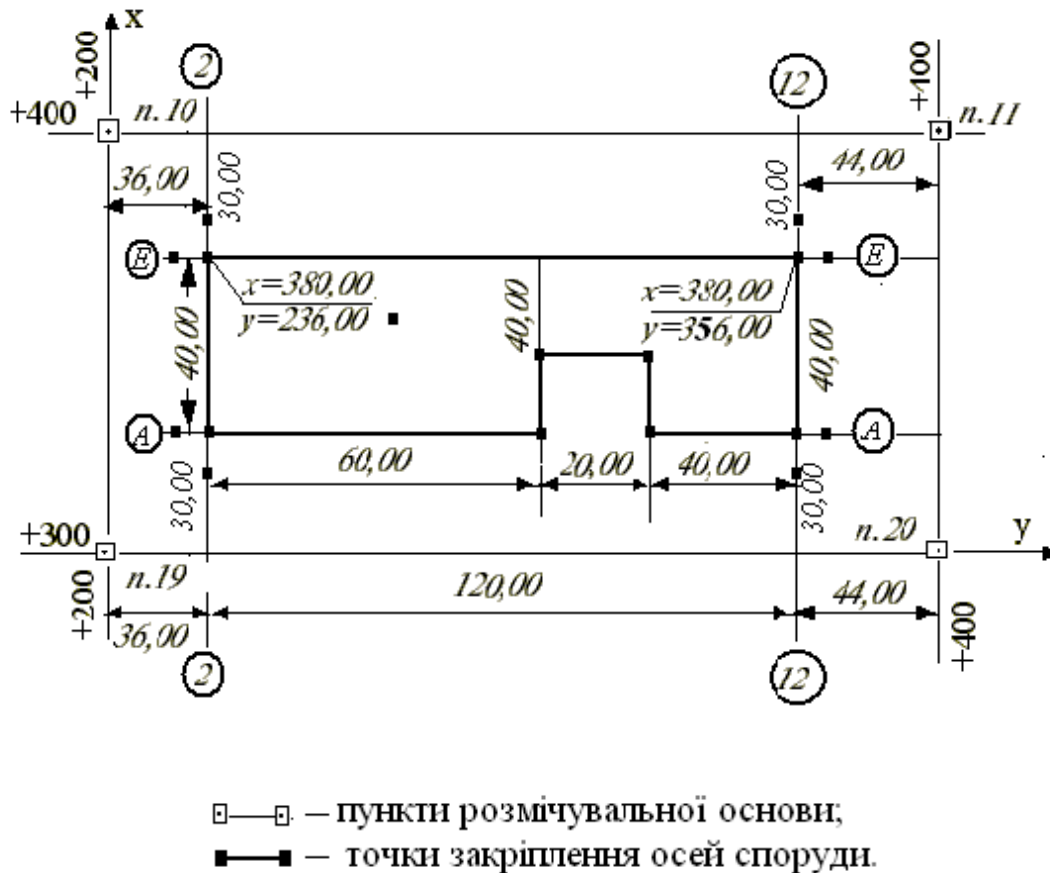


Рис. 5.4. Схема розмічування основних осей будинку від пунктів будівельної сітки

Після закріплення точок на місцевості перевіряють взаємну перпендикулярність осей і відповідність відстаней між осями проектним значенням. Взаємна перпендикулярність основних осей є однією з головних вимог при їх розмічуванні.

Для розмічування основних осей споруд, геологорозвідувальних виробок, технологічних свердловин та ін. з точок полігонометричних або теодолітних ходів частіше застосовують способи полярних координат, кутових і лінійних або створно-лінійних засічок.

На рис. 5.4 показано, що точка перетину осей A/2 виноситься від пункту полігонометричного ходу V способом полярних координат, шляхом відкладення проектного кута і проектної відстані. Так само з пункту 20 виносять точки A/12 і B/12.

Третю точку перетину осей виносять з метою виключення розвороту споруди. Часто виносять і четверту точку, контролюючи

виконане розмічування шляхом вимірювання прямих кутів і довжин сторін до будинку.

Для контролю положення винесених в натуру точок також виконують незалежні вимірювання.

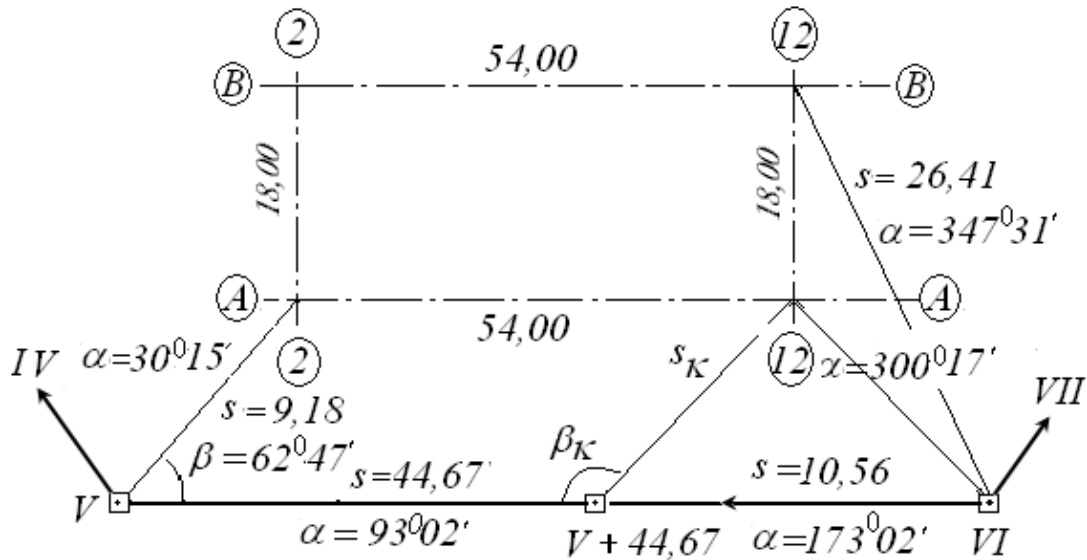


Рис. 5.5. Схема розмічування основних осей будинку з точок полігонометричних або теодолітних ходів

Якщо на місцевості закріплені пункти, що визначають положення ліній регулювання забудови, то розмічування з них виконується так само, як з точок теодолітних або полігонометричних ходів, маючи на увазі, що координати цих пунктів відомі.

Розміщення нових об'єктів серед існуючої забудови іноді роблять графічно на крупномасштабному топографічному плані (1:500 – 1:1000), а їх розмічування від існуючих об'єктів – за даними, отриманими також графічно.

Наприклад, щоб розмістити будинок № 5 (рис. 5.6) по лінії забудови між будинками № 6 і 7, знаходять на плані відстані між відповідними кутами повороту цих будинків і кутами повороту будинку № 5, що виносяться в натуру. Тому що у цьому випадку всі розміри беруться з плану, то при розмічуванні в натурі відстань між кутами  $a$  і  $d$  існуючих будинків, як з'ясується, не буде дорівнювати проектній, тобто виникне нев'язка. Оскільки розмір будинку № 5, що виносяться, повинний точно відповідати проектному, то отримана нев'язка порівно розподіляється на проміжки  $a - b$  і  $c - d$  між будинками. У цьому випадку трохи зміняться проектні розміри

проектних елементів (внутрішніх проїздів, газонів і т. п.) між будинками, але це цілком припустимо.

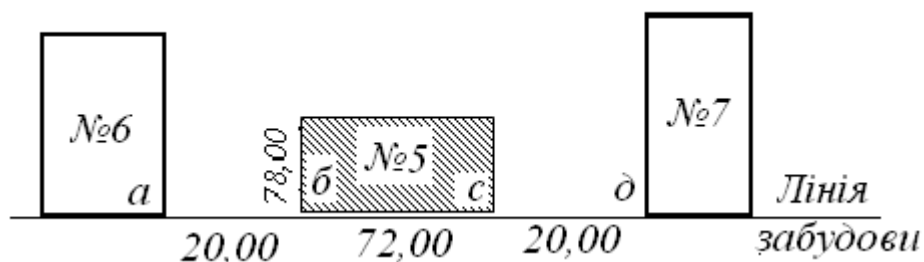


Рис. 5.5. Графічний спосіб визначення розміщення будинку для розмічування

Винесення в натуру достатньо протяжної лінії є найбільш поширений випадок у практиці розмічувальних робіт. Це і головна вісь лінійної споруди (траси, греблі, мости, злітно-посадкові смуги аеропорту тощо), і вихідні напрямки для побудови будівельних сіток, і базис для наступних розмічувальних робіт. Для цього випадку розмічування найчастіше застосовують полярний спосіб, а також способи прямої, кутової та лінійної засічок (рис. 5.6).

Наприклад, точка  $A$  виноситься від найближчого пункту геодезичної основи полярним способом, а точка  $B$  – прямою кутковою засічкою. Якщо між точками  $A$  і  $B$  немає прямої видимості, то додатково виносять проміжні точки, наприклад точку  $C$ . Положення проміжної точки  $C$  у створі  $A - B$  може бути знайдено від пунктів геодезичної основи аналогічно основним точкам з перевіркою її положення в створі або іншим шляхом. Спочатку її положення в створі знаходять приблизно. А потім на цій точці за допомогою теодоліта вимірюють кут  $\beta$ . Величину нестворності  $q$ , на яку треба перемістити точку  $C'$  в  $C$ , щоб вона знаходилась у створі  $A - B$ , обчислюють за формулою

$$q = \frac{S_1 S_2 (180^\circ - \beta)}{(S_1 + S_2) \rho}$$

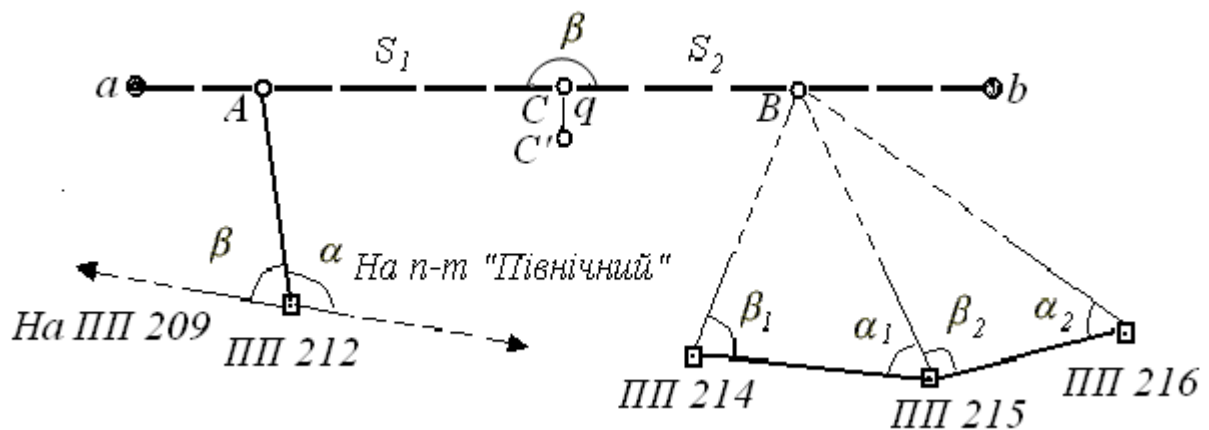


Рис. 5.6. Схема винесення в натуру осі лінійної споруди

Відстані  $S_1$  і  $S_2$  від точки  $C$  до пунктів  $A$  і  $B$  відповідно визначають на генплані. Для контролю знову вимірюють кут  $\beta$  і якщо відхилення його від  $180$  не допустиме, знову обчислюють  $q$  і знову редукують положення точки  $C$ .

Головні й основні осі споруд служать вихідними напрямками для детального розмічування. Схема детального розмічування залежить від виду об'єкта і його компонування, від умов і способу виконання розмічувальних робіт. При всій різноманітності детальних розмічувальних схем виділяють типову схему, що характерна для будівництва цивільних і промислових об'єктів. Це є визначення положення точок перетину проміжних осей з головними або основними осями. Розмічування виконують, як правило, створно-лінійною засічкою.

#### 5.4. Геодезичні розмічувальні роботи для підземного будівництва

Геодезичні розмічувальні роботи для підземного будівництва виконують при [11, 14]:

- проходженні шахтних стовбурів;
- розмічуванні осі тунелю;
- спорудженні похилих тунелів для ескалаторів;
- обшивки тунелю та укладанні залізничних колій;
- зведенні станцій та допоміжних споруд.

Шахтні стовбури в основному споруджують із залізобетонних кілець. Геодезичні розмічувальні роботи полягають у визначенні центра та вертикальної осі стовбура. У процесі проходження шахтного стовбура й

установленні кілець слідкують за їх положенням в горизонтальній та вертикальній площинах.

Ось тунелю виносять у натуру від пунктів підземної полігонометрії. На прямолінійній ділянці, положення осі тунелю визначається координатами пікетів, розрахованих при аналітичній підготовці проекту траси. Якщо на ділянці виробки знаходиться пікет, то одним із способів (полярним, перпендикулярів, лінійної засічки) від найближчого пункту підземної полігонометрії його положення виносять у натуру. Оскільки виробку ведуть меншими відрізками ніж відстань між пікетами, то вісь тунелю виносять у натуру за проміжними (плюсовими) точками для яких розраховують проектні координати. За обчисленими проектними координатами проміжних точок та координатами найближчих пунктів полігонометрії обчислюють розмічувальні елементи і виконують їх винесення в натуру.

При будівництві похилих тунелів у першу чергу здійснюють розмічування на денній поверхні. Якщо похилий тунель у поперечному перерізі має вигляд кола, то перетин його горизонтальною площиною буде у вигляді еліпса, центр якого збігається з центром тунелю. Звідси випливає, що на земній поверхні необхідно винести в натуру за координатами центр похилого тунелю, за напрямком дирекційного кута  $\alpha$  похилої осі – розмір великої півосі, а за перпендикулярним напрямком – розмір малої півосі еліпса.

Для похилих ескалаторних тунелів метрополітену кут нахилу  $\beta$  до горизонту задають  $30^\circ$ . У цьому випадку розмір малої півосі еліпса дорівнює радіусові тунелю  $b = r$ , а великої півосі  $a = 2r$ . Проектні значення координат центра та дирекційного кута осі відносяться до визначеної проектної рівневої поверхні, наприклад підлоги вестибуля.

Розмічування роблять на денній поверхні, яка віддалена від проектної на величину  $h$ . При значній величині  $h$  у проектні координати осі вводять поправки за формулами [11]

$$\Delta_x = h \operatorname{ctg} \beta \cos \alpha; \Delta_y = h \operatorname{ctg} \beta \sin \alpha. \quad (5.10)$$

Ось похилого тунелю задають візирною віссю теодоліта, установлюючи нахил осі на вертикальному колі.

Правильність укладання обшивки тунелю з металевих тубінгів та з залізобетонних блоків контролюють у плані та по висоті. Положення кілець обшивки в плані визначають від осі тунелю бічним

нівелюванням, по висоті – нівелюванням зводу і лотка. Вимірюють еліптичність кілець, тобто різницю проектних та фактичних горизонтальних й вертикальних діаметрів, а також діаметрів під кутом  $45^\circ$ . Через 8 – 10 кілець визначають відхилення передньої площини кілець від перпендикуляра до осі тунелю, яке називають *випередженням кілець*.

Геодезичні роботи при проходці станційних тунелів, що споруджуються з тубінгів або блоків, подібні роботам, що виконуються при будівництві перегінних тунелів. Винятком є підвищена вимога до установки кілець у поздовжньому напрямку (за пікетами), для цього через 8 – 10 кілець визначають пікети і випередження кілець. Після завершення будівництва станційних тунелів роблять монтаж внутрішніх будівельних конструкцій, платформ та устаткування станції. Ці роботи виконують відносно до поздовжніх й поперечних осей станції, які виносять від пунктів полігонометрії.

Для укладання залізничних колій у тунелях закріплюють колійні репери. Їх встановлюють через 20 м на прямих ділянках і через 5 м – на кривих, а також на всіх характерних точках плану та профілю траси. *Колійний репер* являє собою болт зі сферичною головкою, забетонований в обшивці тунелю. Репери встановлюють так, щоб верх їх сферичної головки мав висоту, яка відповідає висоті головки ближньої до репера рейки на цьому пікеті.

Розмічування пікетів реперів ведуть від пунктів полігонометрії шляхом вимірювання відстані між ними. Одержавши фактичне значення висот реперів, обчислюють їх проектні висоти на які за допомогою нівеліра встановлюють сферичні головки болтів. Обчислюють також відстані від репера до осі траси та від репера до внутрішньої грані ближньої до репера рейки. Використовуючи всі ці значення, рейку і накладний рівень, роблять укладання рейок. Перевірку висотного положення рейок виконують за допомогою нівеліра в процесі й після заливання шпал бетоном.

### **Питання для самоконтролю**

1. Що передбачає геодезична підготовка проекту?
2. У чому полягає аналітичний спосіб підготовки проекту?
3. Поясніть графоаналітичний спосіб підготовки проекту.

4. Суть графічного способу підготовки проекту. Від чого залежать похибки проектування при цьому способі?
5. За якими формулами обчислюють проектні координати?
6. У чому полягає аналітичний спосіб підготовки проекту?
7. Як визначити середню квадратичну похибку відстані  $m_s$ ?
8. Що називають геодезичною прив'язкою проекту?
9. Дайте визначення розмічувального креслення.
10. Які геодезичні роботи називають основними розмічувальними?
11. Де застосовують геодезичні розмічувальні роботи при підземному будівництві?
12. Який вигляд має похилий тунель при перетині горизонтальною площиною і чому?
13. Чи може збігатися денна поверхня із проектною при будівництві тунелю?
14. Чому дорівнює кут нахилу  $\beta$  до горизонту в похилих ескалаторних тунелів метрополітену?
15. Що називають випередженням кілець?

*Після вивчення матеріалу цього розділу студент повинний освоїти загальну технологію винесення проекту в натуру, способи геодезичної підготовки проекту. Уміти самостійно виконати аналітичний розрахунок проекту, його геодезичну прив'язку і скласти розмічувальні креслення для його винесення в натуру. Знати застосування геодезичних розмічувальних робіт при підземному будівництві.*

## **6. ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ ПРИ МОНТАЖІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ТЕХНОЛОГІЧНОГО ОБЛАДНАННЯ**

*Вивчення комплексу геодезичних робіт при монтажі будівельних конструкцій та технологічного обладнання допоможе студенту засвоїти методи та прилади визначення планового, висотного і вертикального положення елементів конструкцій, технологічного та гірничого обладнання, визначати допуски на основні дефекти елементів будівельних конструкцій при їх виготовленні та допуски геодезичних розмічувальних робіт.*

### **6.1. Геодезичне забезпечення монтажу будівельних конструкцій і технологічного обладнання**

Проведення монтажних-геодезичних робіт при зведенні цивільних та промислових споруд, а також встановлення технологічного або гірничого обладнання супроводжується точними геодезичними вимірюваннями, які докорінно відрізняються від звичайних вимірювань при розв'язанні інженерно-геодезичних завдань. Принципова схема проведення цих вимірювань повинна відповідати загальному геодезичному правилу послідовного виконання робіт на окремих етапах монтажу.

*Підготовчий етап* монтажних робіт:

- побудова вихідної розмічувальної основи;
- вибір і закріплення монтажних осей;
- перевірка відповідності положення опорних поверхонь і основних деталей споруд проектним вимогам, а у випадку відхилення доводять їх до проектних розмірів і рівнів.

*Монтаж будівельної конструкції* – послідовне встановлення згідно з проектом несучих елементів будинків і споруд.

*Монтаж технологічного або гірничого обладнання* – встановлення його на відповідне місце і вивірення проектного положення.

На кожному етапі робіт проводиться *виконавче геодезичне знімання*, що відображає фактичне положення змонтованих елементів і регулює процес монтажу для досягнення необхідної точності.

У процесі виконання робіт можуть здійснюватися спостереження за деформаціями конструкцій і обладнання з метою коректування їх положення.

Для монтажу будівельних конструкцій і технологічного обладнання іноді доцільно користуватися не проектними осями, а лініями, паралельними осям (паралелі) і площинам розташування



конструкцій чи обладнання. При цьому враховують можливість використання їх для періодичного вивірення агрегатів у процесі експлуатації і спостережень за деформаціями. Крім того, розташування паралельних осей повинне забезпечувати зручність проведення вимірювань, встановлення приладів і обладнання, користування встановленими шаблонами і пристосуваннями.

Геодезичне забезпечення будівництва інженерних споруд і монтажу технологічного обладнання передбачає послідовне виконання геодезичних вимірювань на різних етапах будівництва. Кожна будівля й споруда зводиться згідно з проектом, де вказується її форми і розміри. Тому завданням геодезичних розмічувальних робіт є забезпечення форми і розмірів будівельних конструкцій під час виконання будівельно-монтажних робіт з необхідною точністю.

## 6.2. Геометрична точність у будівництві

*Геометричні параметри будівель* (споруд), що контролюються в процесі виконання будівельно-монтажних робіт, методи геодезичного контролю, порядок і обсяг його здійснення встановлюються проектом виконання геодезичних робіт (ПВГР).

На сьогодні в Україні розроблено і діє державний стандарт ДСТУ-НБВ.1.3.-1:2009 «Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів. Настанова» [7], який замінює систему стандартів ГОСТ 23615-79, ГОСТ 23616-79, ГОСТ 21778-81, ГОСТ 21779-82, ГОСТ 21780-83.

Точність при вивіренні технологічного або гірничого обладнання в основному визначається проектними вимогами, виходячи з експлуатаційних параметрів. Інколи норми точності на геодезичні роботи в проектних і нормативних документах можуть бути одержані лише розрахунковим шляхом, використовуючи допуски на монтажні роботи.

Кожна інженерна споруда зводиться згідно з проектом, де вказуються певні її форми і розміри. Тому завдання геодезичних розмічувальних робіт – це забезпечення форми і розмірів споруди під час виконання будівельно-монтажних робіт з необхідною точністю.

При розмічуванні споруд на місцевості існує два види точності: *перший* – точність розміщення споруд відносно навколишніх предметів, або точність перенесення в натуру основних осей споруд; *другий*

– точність розміщення окремих частин споруди відносно її основних осей.

Згідно з [6] встановлено *три групи допусків* на таке:

- 1) виготовлення будівельних конструкцій;
- 2) виконання геодезичних розмічувальних робіт;
- 3) виконання будівельно-монтажних робіт.

Допуски першої групи поділено на 9 класів точності; другої і третьої – на 6.

Допуски на виготовлення конструкцій регламентують різницю між максимальними і мінімальними розмірами  $\Delta$  в партії виробів.

$$\Delta = K i, \quad i = \Delta / K, \quad (6.1)$$

де  $i$  – одиниця допуску, що характеризує величину допуску залежно від розміру конструкції;  $K$  – коефіцієнт точності, встановлений для даного класу точності.

Допуски  $\Delta$  на виготовлення конструкцій для розмірів  $l$  від 20 до 60000 мм наведені в таблицях [6]. При заданому номінальному розмірі конструкції (балки, колони, панелі) та надійній ймовірності  $p = 0,95$ ,  $p = 0,988$  і  $p = 0,997$ , при яких коефіцієнти ймовірності дорівнюють 2, 2,5 і 3 відповідно, середні квадратичні похибки  $m_l$  розміру конструкції визначаються за формулами

$$m_l = \frac{\Delta}{4}; \quad m_l = \frac{\Delta}{5}; \quad m_l = \frac{\Delta}{6},$$

а допуски  $\Delta$  на виготовлення конструкцій відповідно встановленій надійній ймовірності

$$\Delta = 4m_l; \quad \Delta = 5m_l; \quad \Delta = 6m_l.$$

Граничне відхилення  $\delta$  при  $p = 0,997$  буде становити

$$\delta = \frac{\Delta}{2} = 3m_l. \quad (6.2)$$

Можливі мінімальний та максимальний розміри елемента [4] такі:

$$l_{\min} = l - \delta = l - 3m_l; \quad (6.3)$$

$$l_{\max} = l + \delta = l + 3m_l,$$

де  $m$  – середня квадратична похибка виготовлення конструкцій.

У будівельній практиці користуються першими формулами (6.1) і (6.2), а формула (6.3) використовується при монтажі точних метало-конструкцій.

Якщо розмір конструкції перевищує 60000 мм, то значення одиниці допуску  $i$  розраховується за формулою [1, 4]

$$i = \left( 0,8 + 0,001\sqrt{l} \right) \left( \sqrt[3]{l + 25} + 0,01\sqrt[3]{l^2} \right), \quad (6.4)$$

де  $l$  – розмір конструкції у міліметрах.

Для спрощення обчислення користуються формулою:

$$i = 1,066 \sqrt[3]{le}^{0,0053l} m, \quad (6.5)$$

де  $l_m$  – розмір конструкції в метрах [1].

Клас точності виготовлення конструкції в ДСТУ НБВ.1.3.–1:2009 не вказується, його визначають у проекті. *Класи точності* виготовлення конструкції розподілені таким чином: 1–2 – для металевих; 3–5 – залізобетонних; 6–7 – цегляних і кам'яних; 8–9 – земляних конструкцій.

Обчислені за формулами (6.1), (6.4) або (6.5) значення допустимих похибок виготовлення конструкцій враховуються у похибках елементів *розмірних ланцюгів* (РЛ) при розрахунку точності геодезичних розмічувальних робіт

*Приклад.* Елемент конструкції довжиною 6500 м виготовлено за 5-м класом точності, він знаходиться в інтервалі 4000 – 8000 м, тому  $l = 6000$  м. Обчислити одиницю  $i$  поле допуску.

Одиниця допуску визначається за формулою (6.4)

$$i = \left( 0,8 + 0,001\sqrt{6000} \right) \left( \sqrt[3]{6000 + 25} + 0,01\sqrt[3]{6000^2} \right) = 18,9 \text{ мм.}$$

Поле допуску  $\Delta$  – за формулою (6.1) при  $K = 0,6$ ,

$$\Delta = K i = 0,6 \cdot 18,9 = 11,5 \text{ мм.}$$

Граничне відхилення обчислюють з виразу (6.2)

$$\delta = \frac{\Delta}{2} = \frac{11,5}{2} = 5,7 \text{ мм.}$$

Граничні значення довжини елемента будівельної конструкції знаходяться у межах

$$l_{\min} = l - \delta = 6500 - 5,7 = 6494,3 \text{ мм;}$$
$$l_{\max} = l + \delta = 6500 + 5,7 = 6505,7 \text{ мм.}$$

Крім допусків на виготовлення конструкцій, в ДСТУ [7], встановлено допуски на прямолінійність, не перпендикулярність і нерівність діагональних елементів, які забезпечують форму конструкції.

*Допуски прямолінійності* для розмірів від 1 до 60 м у 6-х класах точності. Допустимі відносні відхилення становлять відповідно 1/500 – 1/5000 у 1-му, 1/200 – 1/2000 у 3-му і 1/50 – 1/500 у 6-му класах точності.

*Допуски не перпендикулярності* – від 0,25 до 4 м у 9-х класах точності. Допустимі відносні відхилення – 1/500 – 1/2500 у 1-му, 1/80 – 1/400 у 5-му і 1/10 – 1/70 у 9-му класах точності.

*Допуски рівності діагоналей* – від 4 до 60 м у 6-х класах точності. Допустимі відносні відхилення – 1/1000 – 1/5000 у 1-му, 1/400 – 1/2000 у 3-му і 1/100 – 1/500 у 9-му класах точності.

Допустимі відхилення від проектного положення у діапазоні відстаней від 2,5 до 160 м у 6-х класах точності під час виконання розмічувальних робіт виконують за формулами:

- розмічування точок і осей у плані;
- передача точок і осей по вертикалі на робочі яруси;
- розмічування створу;
- розмічування висотних відміток;
- передача відміток на яруси.

Узагальнена характеристика граничних відносних відхилень від

номінального (проектного) положення точок  $\frac{1}{T} \leq \frac{\Delta}{2l}$  наведена в табл. 6.1 [4], за якою приблизно можна визначити похибки розмічувальних робіт залежно від класу точності.

У практиці для визначення точності розмічувальних робіт доцільно користуватися таблицями [7], особливо при розробленні ПВГР для конкретних конструкцій або споруд.

*Точність будівельних і монтажних робіт* регламентується допустимими відхиленнями у несиметричності встановлення конструкцій розміром від 2,9 до 30 м, які в середньому становлять 2, 4, 6, 10, 15 і 25 мм відповідно в шести класах. За цими значеннями оцінюється якість встановлення конструкцій на підставі результатів виконавчого знімання з урахуванням похибок геодезичних вимірювань [1].

Якщо конструкції монтувати способом суміщення рисок, помічених на осі, то зазначені відхилення можуть бути вдвічі більше і становитимуть 4, 8, 12, 20, 30 і 50 мм, що можна пояснити підвищеними вимогами контролю монтажу стосовно розмічувальних осей.

Таблиця 6.1

Середні відносні відхилення від проекту для розмічувальних робіт

Вид робіт	Клас точності					
	1	2	3	4	5	6
Розмічування точок та осей у плані ( $l \leq 160\text{м}$ )	$\frac{1}{10000}$	$\frac{1}{6000}$	$\frac{1}{4000}$	$\frac{1}{2500}$	$\frac{1}{1500}$	$\frac{1}{1000}$
Передача точок і осей по вертикалі на робочі яруси ( $l \leq 160\text{м}$ )	$\frac{1}{25000}$	$\frac{1}{15000}$	$\frac{1}{10000}$	$\frac{1}{6000}$	$\frac{1}{4000}$	$\frac{1}{3000}$
Розмічування створу ( $l \leq 160\text{м}$ )	$\frac{1}{40000}$	$\frac{1}{25000}$	$\frac{1}{15000}$	$\frac{1}{10000}$	$\frac{1}{6000}$	$\frac{1}{4000}$
Розмічування висотних відміток ( $l \leq 160\text{м}$ )	$\frac{1}{40000}$	$\frac{1}{25000}$	$\frac{1}{15000}$	$\frac{1}{10000}$	$\frac{1}{6000}$	$\frac{1}{4000}$

### 6.3. Розрахунок точності геодезичних робіт за розмірними ланцюгами споруд та обладнання

Для забезпечення правильного та якісного з'єднання конструкцій під час будівництва споруд і монтажу обладнання встановлюють задані в проекті співвідношення між геометричними параметрами конструкцій, що входять у розмірні ланцюги (РЛ).

*РЛ* – це сукупність розмірів, що утворюють замкнутий контур і безпосередньо беруть участь у розв’язанні поставленого завдання. Кожен розмір (ланка) є елементом *РЛ*. Відрізняють *лінійні* та *кутові* елементи *РЛ*. За взаємним розташуванням елементів *РЛ* поділяють на *лінійні*, *плоскі* та *просторові* [1].

У *лінійному РЛ* кутові елементи дорівнюють  $180^0$ . *Плоскі РЛ* – лінійні та кутові елементи, розташовані на площині (рис. 6.1). *Просторові* – плоскі й лінійні *РЛ*, які знаходяться в об’ємному взаємозв’язку між собою.

Розмірні ланцюги відображають об’єктивно існуючі розмірні зв’язки в технологічному процесі їх виготовлення, монтажі та при вимірюванні. Залежно від призначення розрізняють *проектні*, *виготовлювані*, *монтажні* й *виконавчі* (вимірювальні) *РЛ*. *Проектні* – номінальні розміри *РЛ* вказуються у проекті. *Виготовлювані* – розміри, отримані при виготовленні деталей. *Монтажні* – розміри, отримані в процесі збиранні конструкцій, деталей і вузлів. *Виконавчі* – за даними вимірювань у процесі складання виконавчої документації.

*Геодезичним аналогом РЛ* є полігонометричний або бусольний ходи: розімкнутий з кутами  $180^0$  – *лінійний*, розімкнутий або замкнутий з довільними кутами – *плоский*.

*Полігонометричний аналог РЛ* полягає в тому, що кожний наступний елемент встановлюється у визначене положення відносно попереднього, наприклад, трубопровід з фланцями і т. д.

*Бусольний аналог РЛ* – кожен елемент устанавлюється незалежно від положення попереднього, наприклад при монтажі стіжок етажерки методом нарощування.

Кожний розмірний ланцюг, що складається з декількох ланок, має одну замикаючу ланку. У замкнутого плоского *РЛ* замикаюча ланка дорівнює нулю. При збиранні будівельних конструкцій, що є ланками  $l$  лінійного *РЛ*, сума їх розмірів має дорівнювати довжині замикаючої ланки, тобто

$$l_1 + l_2 + \dots + l_n = L,$$

де  $l_i$  – довжина ланки ( $i=1, 2, \dots, n$ );  $L$  – довжина замикаючої ланки;  $n$  – кількість ланок. Тому зміна розміру єдиної ланки змінить розмір замикаючої ланки, а якщо остання ланка фіксована, – то зміну довжини інших ланок [1].

Щоб витримати задану точність монтажу конструкцій, використовують два основних методи: *взаємозамінний* і *компенсації*. Звідси виходить, що у розмірний ланцюг мають входити не лише розмір конструкцій, що з'єднується, але і зазори між ними. Зазори можуть мати як лінійні, так і кутові розміри, а в деяких випадках дорівнювати нулю. Ланки, зі збільшенням розміру яких розмір замикаючої ланки збільшується, називаються ланками *збільшувальними* або *зменшувальними*.

При проектуванні та монтажі будівельних конструкцій і обладнання здійснюють розрахунок РЛ, спрямований на визначення правильного співвідношення граничних взаємозалежних лінійних розмірів. Він зводиться до розрахунку допусків і граничних розмірів усіх ланок РЛ відповідно до вимог конструкції і технології. *Геодезичне призначення розрахунку розмірних ланцюгів* – це визначення похибок замикаючої ланки і на його основі – допустимих похибок геодезичних вимірювань для розмічування осей конструкцій, контролю якості геометричних параметрів ланок усього об'єкта. У будівництві та в геодезичній практиці найчастіше застосовується *лінійні й плоскі РЛ*.

Для прикладу наведено розрахунок точності геодезичних вимірювань у лінійному РЛ збирання каркасу двох колон і ригеля, наприклад етажерки (рис. 6.1, а). Ввівши у цей ланцюг замикаючу величину  $l$ , отримано нульовий лінійний РЛ [1]:

$$F = b + \frac{(a_1 + a_2)}{2} + z_1 + z_2 - l = b + \frac{(a_1 + a_2)}{2} + k_1 + k_2 - u_1 + u_2 - l, \quad (6.6)$$

$b$  – довжина ригеля;  $a_1, a_2$  – переріз колон;  $z_1, z_2$  – конструктивні зазори;  $k_1, k_2$  – розмір консолей;  $u_1, u_2$  – розміри площадок обпирання ригеля на консолі;  $l$  – відстань між осями колон на рівні перекриття;  $F$  – залишкова (теоретично-нульова) величина замкнутого РЛ.

Похибка замикаючої ланки буде:

$$m_F = \sqrt{m_b^2 + \frac{m_a^2}{2} + 2m_k^2 + 2m_u^2 + m_l^2}, \quad (6.7)$$

де  $n$  – похибки окремих ланок ланцюга.

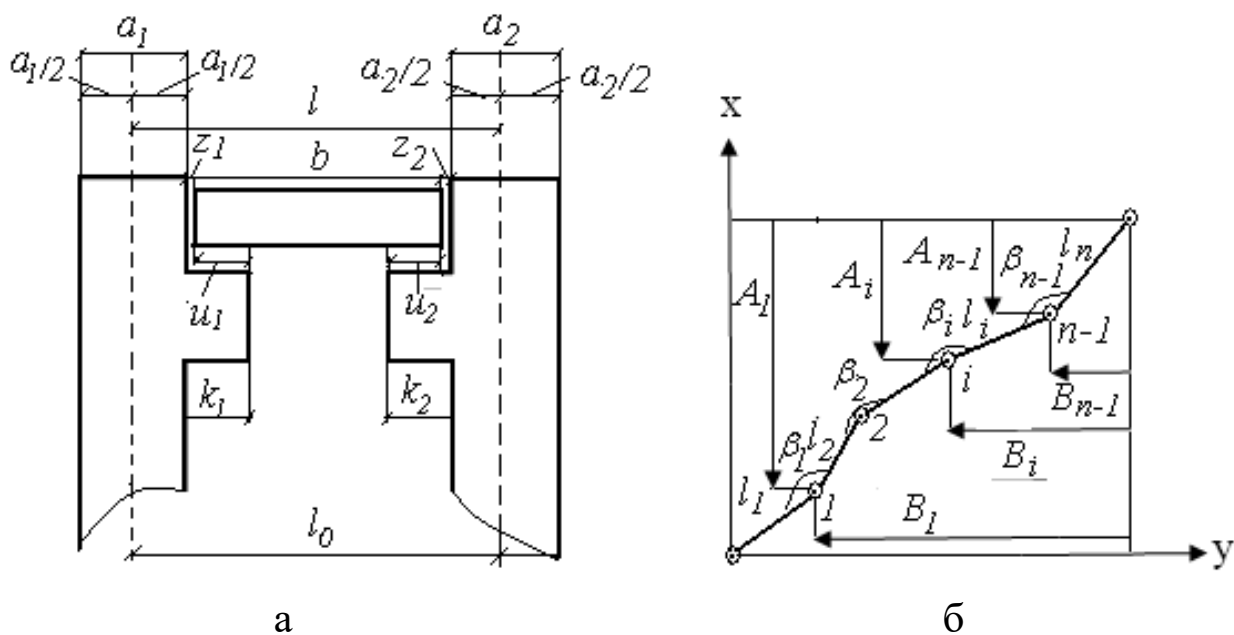


Рис. 6.1. Розмірні ланцюги: а – лінійний; б – плоский

У формулі (6.7) перші члени  $(m_b^2 + \frac{m_a^2}{2} + 2m_k^2)$  – це похибки виготовлення конструкцій; четвертий  $2m_u^2$  – похибка монтажу або суміщення осьових рисок при встановленні ригеля на опори; п'ятий  $m_l^2$  – похибка розмічування осей і геодезичного контролю встановлення колон у прямовисне положення (крен). Звівши ці похибки у три групи, одержимо [1]

$$M_B = \sqrt{m_b^2 + \frac{m_a^2}{2} + 2m_k^2}; M_M = \sqrt{2(m_u^2 + m_c^2)}; \quad (6.8)$$

$$M_B = \sqrt{M_B^2 + M_M^2}; M_\Gamma = \sqrt{m_{l_0}^2 + 2m_{кр}^2}, \quad (6.9)$$

де  $M_B$  – похибка виготовлення конструкції;  $M_M$  – похибка монтажу конструкцій;  $m_c$  – похибка суміщення нижніх осьових рисок колон з розмічувальною віссю;  $M_B$  – сумарна похибка будівельних процесів;  $m_{l_0}$  – похибка взаємного положення нижніх осей рядів колон;  $m_{кр}$  –



похибка геодезичного контролю при встановленні колон у прямокутне положення.

Враховуючи техніко-економічні фактори забезпечення технологічної точності, прийнято третю складову – геодезичну  $M_{\Gamma}$ , яку потрібно добирати так, щоб її вплив на сумарну похибку перших двох процесів був мінімальний, тобто  $M_{\Gamma} \leq 0,35M_B$ .

Принцип нерівного впливу похибок застосовують у розрахунках точності геодезичних робіт, оскільки це дозволяє встановлювати оптимальне співвідношення між похибками технологічних процесів вимірювань сторін і кутів основних геодезичних побудов, розмічування осей, контрольно-монтажних вимірювань тощо. В даному випадку, враховуючи умови розмічування осей і визначення крену задається, що

$$m_{l_0} \leq 0,71 M_{\Gamma}; m_{кр} \leq 0,50 M_{\Gamma}. \quad (6.10)$$

На основі цих величин встановлюють точність лінійних вимірювань і точність контролю вертикальності способом бокового нівелювання.

*Приклад.* Розрахувати точність розмірного ланцюга, якщо конструктивні дані залізобетонних колон і ригеля такі:  $l = 6000$ ;  $b = 5960$ ;  $a = 400$ ;  $k = 180$ ;  $z = 20$  мм. Приклад взято з [1].

Згідно з ДСТУ-Н БВ.1.3.-1:2009 при ймовірності  $P = 0,95$  для 4-го класу виготовлення і 3-го класу монтажних і розмічувальних робіт залежно від розмірів елементів конструкцій задаємо:  $m_l = 2$  мм;  $m_a = 3$ ;  $m_b = 5$ ;  $m_k = 2$ ;  $m_u = 4$ ;  $m_c = 3$ ;  $m_y = 2$ ;  $m_{кр} = 2$  мм.

1. Визначимо сумарну похибку будівельних процесів  $M_B$  і геодезичних робіт  $M_{\Gamma}$  за формулами (6.8), (6.9):

$$M_B = \sqrt{5^2 + \frac{3^2}{2} + 2 \cdot 2^2} = 6,1 \text{ мм}; M_M = \sqrt{2(4^2 + 3^2)} = 7,07 \text{ мм};$$

$$M_B = \sqrt{6,1^2 + 7,1^2} = 9,4 \text{ мм}; M_{\Gamma} = \sqrt{2^2 + 2 \cdot 2^2} = 3,5 \text{ мм}.$$

Оптимальне співвідношення між виготовленням конструкцій і їх встановлення знайдемо за формулою (6.10)

$$m_{l_0} = 0,71 \cdot 3,5 = 2,5 \text{ мм і } m_{кр} = 0,50 \cdot 3,5 = 1,8 \text{ мм або } \frac{1}{2400} \text{ і } \frac{1}{15000}$$

(при  $h = 2,8$  м).

Такий розподіл похибок будівельних процесів і геодезичних робіт дозволяє аналізувати окремі операції технологічних процесів і приймати обґрунтовані рішення, включаючи і перегляд технологічних вимог [7].

Плоский РЛ складається з ланок (див. рис. 3.1, б), розташованих одна відносно одної під кутами  $\beta_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n-1$ , де  $n$  кількість ланок у ланцюгу). Похибки РЛ встановлюють за обчисленими азимутами ланок відносно першої і визначають їх проекції на координатні осі:

$$L_x = l_1 \cos \alpha_1 + l_2 \cos \alpha_2 + \dots + l_n \cos \alpha_n;$$

$$L_y = l_1 \sin \alpha_1 + l_2 \sin \alpha_2 + \dots + l_n \sin \alpha_n.$$

Похибка ланцюга включає похибки довжини ланки  $m_l$  і зміщення ланок унаслідок побудови кутів  $m_\beta$ , тоді похибки проекцій ланцюга на осях координат будуть:

$$m_{L_x} = \sqrt{\left[ m_l^2 \cos^2 \alpha \right] + \left[ l^2 \sin^2 \alpha \right] \left( m_\beta / \rho \right)^2};$$

$$m_{L_y} = \sqrt{\left[ m_l^2 \sin^2 \alpha \right] + \left[ l^2 \cos^2 \alpha \right] \left( m_\beta / \rho \right)^2}.$$

Якщо  $\beta = 180^\circ$ , то плоский ланцюг стає лінійним, спрямованим у площині координатних осей під заданим дирекційним кутом.

У просторовому РЛ положення кожної ланки визначається дирекційним кутом їх проекцій на площину  $хоу$  і кутом їх нахилу  $\nu$  до горизонту.

Проекції ланки завдовжки  $l$  на осі координат  $x, y, z$  такі:

$$l_x = l \cos \alpha \cos \nu; \quad l_y = l \sin \alpha \cos \nu; \quad l_z = l \sin \nu.$$

Похибки цих проєкцій будуть:

$$\left. \begin{aligned} m_{l_x} &= \sqrt{\left(m_l \cos \alpha \cos \nu\right)^2 + \left(l \sin \alpha \cos \nu m_\alpha / \rho\right)^2 + \left(l \cos \alpha \sin \nu m_\nu / \rho\right)^2} \\ m_{l_y} &= \sqrt{\left(m_l \sin \alpha \cos \nu\right)^2 + \left(l \cos \alpha \cos \nu m_\alpha / \rho\right)^2 + \left(l \sin \alpha \sin \nu m_\nu / \rho\right)^2} \\ m_{l_z} &= \sqrt{\left(m_l \sin \nu\right)^2 + \left(l \cos \nu m_\nu / \rho\right)^2} \end{aligned} \right\} 6.11$$

де  $m_l$  – похибка розміру ланки;  $m_\alpha$ ,  $m_\nu$  – похибки дирекційного кута і кута нахилу.

Якщо РЛ складається з ланок різної довжини  $l_i$  і за різними дирекційними кутами  $\alpha_i$  і кутами нахилу  $\nu_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ), тоді сумарні проєкції ланок на координатні осі визначаються формулами

$$L_x = [l \cos \alpha \cos \nu]; L_y = [l \sin \alpha \cos \nu]; L_z = [l \sin \nu].$$

Похибки проєкцій, розрахованих за формулами (6.11) для кожної ланки окремо, виражаються такими формулами:

$$m_{L_x} = \sqrt{\left[m_{l_x}^2\right]}; m_{L_y} = \sqrt{\left[m_{l_y}^2\right]}; m_{L_z} = \sqrt{\left[m_{l_z}^2\right]}; m_L = \sqrt{m_{L_x}^2 + m_{L_y}^2 + m_{L_z}^2}.$$

В інженерно-геодезичних роботах *просторові РЛ* для простоти замінюють сукупністю лінійних і плоских [1, 4].

#### 6.4. Вимоги до точності геодезичних вимірювань при монтажі конструкцій і обладнання

Вимоги до геодезичного контролю точності виконання будівельно-монтажних робіт регламентуються нормативними документами. Норми точності монтування будівельних конструкцій задаються державними будівельними нормами та правилами (ДБН) і державним стандартом (ДСТУ).

Точність при вивірненні технологічного або гірничого обладнання в основному визначається проектними вимогами, виходячи з експлуатаційних параметрів. Інколи норми точності на геодезичні роботи в проектних і нормативних документах можуть бути одержані лише розрахунковим шляхом, використовуючи допуски на монтажні роботи.

Не дивлячись на відмінність видів будівель (споруд), загальні умови та вимоги до точності монтажу конструкцій і обладнання такі:

- встановлення і вивірнення конструкцій і обладнання проводиться від закріплених у натурі розмічувальних і технологічних осей або їх паралелей;

- умови встановлення повинні забезпечувати застосування різних способів вимірювань із заданою точністю;

- вибрані способи вимірювань мають відповідати поставленому завданню і заданій точності;

- для об'єкта встановлення повинні бути визначені його геометричні або технологічні осі, а обробка його поверхні відповідати вимогам точності установки;

- при точних, а особливо високоточних роботах, встановлення і вивірнення рекомендується здійснювати в два етапи: *попередній* – з наближеною точністю і *остаточний* – із заданою проектною точністю;

- для виконання геодезичних робіт у разі потреби, крім серійних, можна використовувати розроблені спеціальні прилади, засновані на сучасних досягненнях науки і техніки.

*Точність при вивірненні технологічного або гірничого обладнання в основному визначається проектними вимогами, виходячи з експлуатаційних параметрів. Інколи норми точності геодезичних робіт* в проектних і нормативних документах можуть бути одержані лише розрахунковим шляхом, використовуючи допуски на монтажні роботи.

Точність геодезичного забезпечення робіт можна охарактеризувати узагальненими середніми квадратичними похибками:

- монтаж будівельних конструкцій – 1–5 мм;

- встановлення гірничого та технологічного обладнання – 0,5 – 1,0 мм;

- високоточне встановлення обладнання унікальних споруд – 0,05 – 0,2 мм.

Вихідну розмічувальну основу для виконання монтажних геодезичних робіт закріплюють спеціальними знаками. Знаки повинні бути *стійкими* і зберігати своє положення в межах, менших ніж задані допуски на їх встановлення; *довговічними* і служити опорою не тільки на час стадії виконання монтажних геодезичних робіт, але і для періодичних контрольних вимірювань в експлуатаційний період.

Конструкція знаків повинна забезпечувати *центрування* приладів з високою точністю.

Залежно від необхідної точності встановлення чи монтажу осі закріплюють: *фундаментальними знаками* з глибиною закладки до корінних порід; *грунтовими центрами*; *полегшеними металевими марками*, забетонованими в будівельних конструкціях.

Маркування геометричних і технологічних осей на конструкціях і обладнанні роблять шляхом нанесення фарбою або закріплення спеціальних знаків, що встановлюються з високою точністю.

Геодезичні вимірювання, які використовують при монтажі будівельних конструкцій та технологічного обладнання, поділяються на чотири основні групи для:

- планового встановлення;
- вивірення прямолінійності;
- встановлення за висотою;
- вертикального встановлення.

## **6.5. Способи та прилади для встановлення і вивірення будівельних конструкцій та технологічного обладнання**

### **6.5.1. Планове встановлення конструкцій та обладнання**

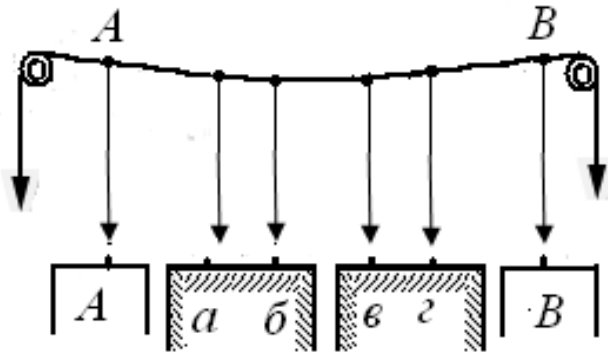
*Планове встановлення* будівельних конструкцій, технологічного або гірничого обладнання в проектне положення здійснюють від монтажних осей, що задаються струнним або оптичним приладом. Відповідно до цього розрізняють *струнний*, *струнно-оптичний* і *оптичний* способи планової установки.

*Струнний спосіб.* У цьому способі між закріпленими точками осей *A* і *B* (рис. 6.2), використовуючи вантажі, натягують калібровану струну діаметром 0,1–0,5 мм, яку задають як *монтажну вісь*. У місцях встановлення обладнання (точки *a*, *b*, *v*, *г*) підвішують легкі нитяні виски. Коли струна фіксує паралельну вісь, то відстань

від неї до встановлюваних елементів відкладають кінцевими приладами з мікрометрами [1, 12, 14].

*Основні джерела похибок струнного способу:*

- коливання струни, викликане пересуванням по ній нитки виска;
- проектування струни на точки обладнання за допомогою виска.



*Рис. 6.2. Схема струнного способу встановлення конструкцій*

На довгих створах струна сильно прогинається у вертикальній площині: мінімально на початку і вкінці струни та максимально посередині. Прогин можна підрахувати за формулою

$$f_{\text{верт}} = \frac{q l^2}{8F}, \quad (6.12)$$

де  $q$  маса одного метра струни, кг;  $l$  довжина створу, м;  $F$  натяг струни, кг.

Максимальний натяг струни складає 2/3 від розривного зусилля і може бути обчислений за наближеною формулою

$$F = 100 d^2,$$

де  $d$  діаметр струни, мм.

На струну діє бічний тиск повітря, що викликає її відхилення від прямої в горизонтальній площині. Найбільше відхилення в середині створу підраховується за формулою

$$f_{\text{гор}} = \frac{d \vartheta^2 l^2}{64F}, \quad (6.13)$$

де  $\vartheta$  швидкість вітру, м/с.

При роботі в закритих приміщеннях і довжині створу до 100 м загальна похибка струнного способу із застосуванням виска в середньому складає 23 мм. На більш довгих лініях коливання струни при користуванні нитяним виском різко зростають, збільшуючи відповідно похибки монтажу обладнання.

На створах до 20 м струнним способом одержують і більш високу точність. У цих випадках виском не користуються і проектні

відстані від струни (осі) до опорних площин агрегатів відміряють мікрометренними кінцевими приладами.

*Струнно-оптичний спосіб.* Струна, що визначає положення монтажно́ї осі, має ряд переваг. На неї не впливають такі джерела похибок оптичних систем як рефракція, коливання зображень, зміна фокусування. Крім того, вона зручна для одночасного монтажу на різних ділянках лінії, тому що не вимагає видимості вздовж усього створу. Щоб використовувати ці переваги в точних монтажних роботах, необхідно замінити нитяний висок, як основне джерело похибок, на оптичну проектувальну систему. Це зроблено в струнно-оптичному способі, у якому монтажна вісь задається натягнутою струною, а проектування її на точки конструкцій і обладнання, що монтуються здійснюється за допомогою таких оптичних приладів, як теодоліти, прилади вертикального проектування, спеціальні мікроскопи на пересувному пристрої і т. д.

Щоб струна не заважала монтажним роботам, її натягають вище встановленого обладнання в зручному місці. Використовуючи теодоліт або прилад вертикального проектування, струну поперечним рухом сполучають з центрами знаків  $A$  і  $B$ , що закріплюють монтажну вісь (рис. 6.3). Установлена струна у даному випадку являє собою *монтажну вісь*.

Якщо встановлення струни виконують за допомогою теодоліта, то обладнання переміщають і розвертають так, щоб точки  $a$ ,  $b$ ,  $v$  і  $z$  технологічної осі устаткування потрапили в створ орієнтованого за точками  $a'$ ,  $b'$ ,  $v'$ ,  $z'$  візирного променя теодоліта. Якщо ж використовують прилади вертикального проектування, то їх встановлюють і центрують на точках  $a$ ,  $b$ ,  $v$  і  $z$  обладнання, що потім переміщають до збігу вертикальних променів приладів з відповідними точками  $a'$ ,  $b'$ ,  $v'$ ,  $z'$  струни. Одночасно обладнання встановлюють за висотою [11, 14].

*Основні похибки* струнно-оптичного способу:

вихідні дані, неточність розмічування і закріплення технологічної осі;

установлення струни у створі технологічної осі;

відхилення струни в горизонтальній площині внаслідок вітрового тиску;

проектування струни оптичним приладом;

вплив зовнішніх умов;

– коливання струни;

– фази освітлення.

Середня квадратична похибка проектування струни  $m_{np}$  теодолітом у лінійній мірі може бути підрахована за формулою

$$m_{np} = \frac{h}{\rho''} \sqrt{(0,5\tau'')^2 + \left(\frac{20''}{I^X}\right)^2},$$

де  $h$  висота струни над приладом;  $\tau$  ціна поділки рівня на алідаді горизонтального круга;  $I^X$  збільшення зорової труби теодоліта.

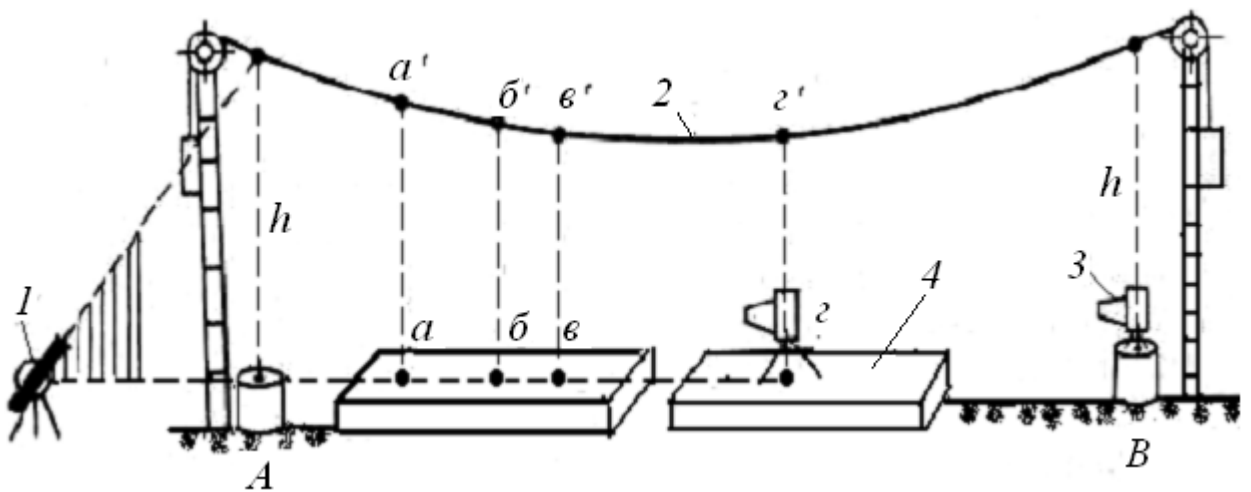


Рис. 6.3. Схема струнно-оптичного способу встановлення конструкцій:

1 теодоліт; 2 струна; 3 прилад вертикального проектування;  
4 обладнання

Для приладу вертикального проектування з компенсатором середню квадратичну похибку проектування обчислюють за формулою

$$m_{np} = \frac{h}{\rho''} \sqrt{(0,5'')^2 + \left(\frac{20''}{I^X}\right)^2},$$

де 0,5'' похибка встановлення візирного променя у вертикальній площині.

При боковому освітленні струни виникає систематична похибка за фазу, гранична величина якої складає  $\Delta_{фаз} = 0,25d$ , ( $d$  діаметр струни). При  $d = 0,3$  мм  $\Delta_{фаз} \approx 0,08$  мм, що при точних роботах необ-



хідно враховувати. Щоб зменшити похибку за фазу, струну необхідно додатково освітлювати зверху.

Для зменшення похибки при коливанні струни в процесі вимірювань визначають амплітуду коливань і за неї знаходять середнє положення струни.

*Оптичний спосіб.* У цьому способі встановлення і вивірення будівельних конструкцій і обладнання проводиться за допомогою зорової труби і візирних марок. За *технологічну вісь* служить лінія візування, що задається теодолітом або *алінометром*.

*Алінометр* – це візирний прилад, обладнаний зоровою трубою великого збільшення, точним накладним рівнем і відліковим пристроєм у вигляді окулярного мікрометра або мікроскопа для вимірювання відхилення точок від створу. Оптичний створ може бути заданий способом прямого візування або способом послідовних створів (візуванням врозріз).

У способі *прямого візування* на початковому пункті закріпленої осі встановлюють теодоліт або алінометр, на кінцевому пункті – опорну візирну марку. Прилад наводять на марку і у створ лінії візування послідовно вводять пересувні марки, що фіксують точки обладнання. Оскільки похибка візування в лінійній мірі зростає пропорційно відстані від алінометра (теодоліта) до встановлюваної точки, то, установивши обладнання на першій половині створу, прилад і візирну марку на опорних пунктах міняють місцями і продовжують монтаж на другій половині створу.

При візуванні *способом послідовних створів* для зменшення похибок візування створ між опорними пунктами ділять на декілька рівних частин. Алінометр послідовно переносять на точки закріплення кожної частини і, орієнтуючи його кожний раз за опорною маркою на кінцевій точці, ведуть монтаж тільки в межах однієї частини.

*Основні похибки* способу оптичного візування ті ж самі, що і в способі створної засічки [11, 12]:

- орієнтування створу при візуванні на опорну марку;
- введення пересувної марки на встановлюваній точці в орієнтований створ;
- зміна фокусування зорової труби;
- вплив зовнішніх умов (бічної рефракції).

Для наближених розрахунків спільний вплив перших трьох джерел похибок у лінійній мірі підраховують за формулою

$$m_{\text{виз.}\phi} = \frac{20'' \sqrt{3}}{I^X \rho''} l$$

де  $l$  відстань від алінометра до встановлюваної точки.

Для зменшення впливу цієї похибки застосовують спеціальні зорові труби з великим збільшенням і мінімальною похибкою при зміні фокусування. При роботах високої точності похибки центрування зводять до дуже малої величини шляхом точного примусового (механічного) центрування алінометра і візирних марок на знаках і обладнанні.

Для зменшення похибки за рефракцію вибирають або створюють сприятливі умови виконання робіт. Крім того, шляхом організації спеціальних досліджень визначають можливість застосування способу оптичного візування в даних умовах з необхідною точністю.

### 6.5.2. Вивірення прямолінійності

Вивірення прямолінійності в основному належить до робіт із встановлення і контролю положення технологічного або гірничого обладнання, тобто це встановлення в заданому створі фіксованих на обладнанні точок, що збігаються з геометричними і технологічними осями. Високоточне вивірення прямолінійності обладнання виконують *коліматорним, автоколімаційним, дифракційним і променевим* способами.

*Коліматорний спосіб* застосовують при вивірненні прямолінійності напрямних шляхів і конвеєрних ліній значної довжини або при встановленні обладнання в проектне положення відповідно до базових точок, а також при дослідженнях співвісності приладів і високоточних агрегатів.

Коліматорна система складається із зорової труби 1 з окулярним мікрометром 2 і коліматором 3, що задає паралельний світловий пучок. Штрихова сітка 4 коліматора розташована в його фокальній площині й освітлюється позаду точковим джерелом світла. Зображення цієї сітки відображається у фокальній площині зорової труби, яка відфокусована на нескінченність і накладається на зображення сітки ниток окулярного мікрометра (рис. 6.4).

При переміщенні коліматора паралельно візирної осі труби, орієнтованої по створу монтажної осі на марку, пучок променів не буде

змінювати свого напрямку і зображення сітки коліматора буде залишатися нерухомим. При повороті або нахилі коліматора на деякий кут  $\Theta$  на цей же кут від візирної осі відхилиться паралельний пучок променів, викликаючи зміщення зображення штрихової сітки у фокальній площині зорової труби.

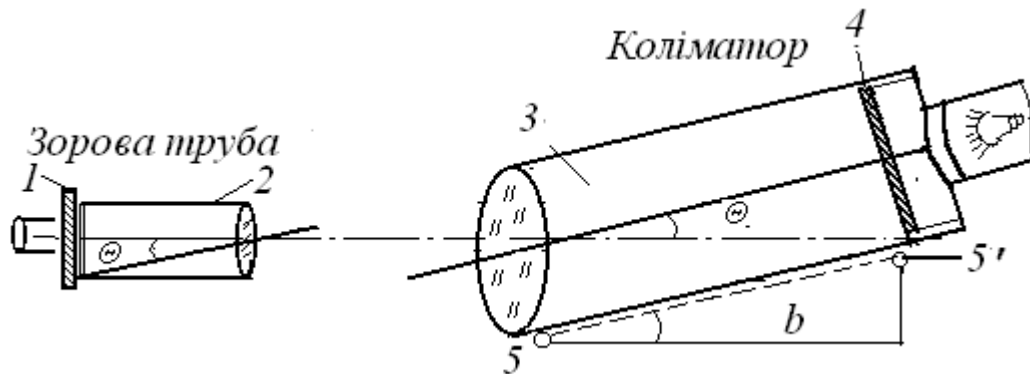


Рис. 6.4. Схема коліматорного способу

Кутову величину цього зсуву  $\Theta$  можна вимірити за допомогою окулярного мікрометра. Знаючи відстань  $b$  (база приладу) між опорними точками 5 і 5', якими коліматор контактує з площиною, що вивіряється, визначають лінійну величину  $y$  відхилення осі коліматори від заданого напрямку [11, 13]

$$y = \frac{b\Theta''}{\rho''}. \quad (6.14)$$

Оскільки

$$\Theta = \mu''n,$$

де  $\mu''$  ціна поділки шкали окулярного мікрометра,  $n$  кількість поділок, тому формула (6.14) буде мати вигляд

$$y = \frac{b\mu''n}{\rho''}.$$

Середня квадратична похибка визначення зміщення  $m_y$  підраховується за формулою

$$m_y = \frac{bm''_{\Theta}}{\rho''}. \quad (6.15)$$

З формули (6.15) випливає, що точність визначення зміщення в принципі не залежить від відстані до спостережуваних точок, при певній віддалі коліматора від зорової труби. Великі віддалення коліматора від зорової труби погіршують умови спостережень і збільшують похибки вимірювання кута відхилення  $\Theta$ .

Дослідження показали, що в сприятливих умовах при відстані до 200 м і базі коліматора 1000 мм похибка визначення зміщення складе 0,0050,01 мм.

При вивіренні прямолінійності цілої лінії довжиною  $L$  шляхом послідовних  $n$  перестановок коліматора сумарна похибка відхилення від прямої у кінцевій точці виражається формулою

$$m_{y_L} = \frac{m''_{\Theta}}{\rho''} \sqrt{bL}. \quad (6.16)$$

При переміщенні коліматора від точки до точки передня і задня опори послідовно контактують з тими самими точками. Частота обробки поверхні обладнання, що перевіряється, повинна відповідати точності даного способу. На практиці ці умови виконати важко, тому фактична похибка вимірювань виходить трохи більшою, ніж отримана за формулою (6.16).

*Автоколімаційний спосіб.* В автоколімаційній системі зорова труба сполучена з автоколімаційним окуляром, утворюючи єдиний автоколімаційний прилад (автоколіматор). Автоколімаційні прилади виготовляють на базі теодолітів і нівелірів з додаванням спеціального колімаційного окуляра, що формує зображення світної сітки ниток.

*Автоколімація* – це одержання зображення, утвореного пучками паралельних променів, що вийшли з автоколімаційної труби і відбилися плоским дзеркалом або іншим відбивачем. При цьому поворот дзеркала навколо будь-якої осі, крім перпендикуляра до його площини, і поворот прямокутного подвійного дзеркала (прямокутної призми з двома відображеннями) навколо осі, перпендикулярної до його ребра і візирної осі, викликають відхилення відбитого пучка променів на подвійний кут.

Якщо за відбивач використовують добре відшліфоване плоске дзеркало, а трубу автоколіматора фокусують на нескінченність, то одержують автоколімацію паралельного світлового пучка, при сферичному відбивачі – автоколімацію *збіжного світлового пучка* [11,

12]. Достоїнством методу автоколімації збіжних пучків є сталість масштабу зображення, тобто незалежно від відстані розміри автоколімаційного відблиску дорівнюють розмірам предмету – сітки автоколімаційної труби. До недоліку цього способу слід віднести зростаючі втрати яскравості зображення зі збільшенням відстаней до відбивача. Застосування лазерних приладів збільшує дальність дії цього способу.

*Автоколімаційний спосіб* не чутливий до паралельного зміщення ліній і не дає можливості визначити вершини кутів або напрямків. Однак автоколімацію з успіхом використовують для точної передачі азимутів (дирекційних кутів) у ходах зі сторонами, що дорівнюють одиницям метрів. Такі ходи прокладають у закритих приміщеннях, у галереях гідроелектростанцій, у шахтах різного призначення, на ділянках радіотелескопів та ін. Як візирні цілі в цих ходах застосовують плоскі дзеркала і коліматори; кутові вимірювання виконуються автоколімаційним теодолітом.

*Дифракційний спосіб.* В основі цього способу лежить відомий інтерференційний досвід Юнга з дифракцією від двох щілин. Світло від точкового джерела  $I$  після проходження вузької щілини  $d_1$  марки  $A_1$  (рис. 6.5) попадає на спектральну двощілинну марку  $A_2$  (кількість щілин може бути і більше). Внаслідок впливу дифракції світлові хвилі, що йдуть із щілин  $d_2$  і  $d'_2$ , заходять в область геометричної тіні та при належному виборі ширини щілин і відстані між ними вони будуть перекриватися між собою. У результаті їх взаємодії в площині екрана виникає інтерференційна картина, що розглядає спостерігач відносно сітки ниток приймача світла 2 [1, 4, 12, 11].

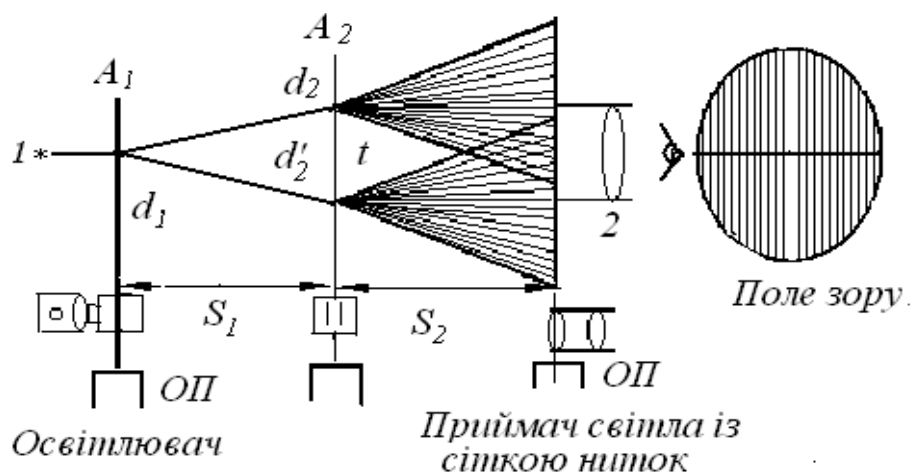


Рис. 6.5. Схема дифракційного способу вивірення прямолінійності

*Основні похибки* дифракційного способу:

- вихідних даних – закріплення монтажних осей;
- центрування на опорних пунктах освітлювача з однощільниною маркою і приймача світла;
- зовнішніх умов – похибки у виготовленні щілин, вплив неточкового джерела світла;
- суміщення осі симетрії інтерференційної картини із бісектором сітки ниток – похибки наведення і відліку по мікрометру.

На практиці вивірення прямолінійності широке розповсюдження одержав *променевий спосіб*. Він заснований на використанні вузького лазерного пучка, що задає положення опорної прямої. Для цього застосовують різні лазерні візирі і покажчики напрямків. Положення контрольованих точок визначається за допомогою фотоелектронних пристроїв, що реєструють.

### **6.5.3. Встановлення конструкцій та обладнання за висотою**

Встановлення опорних площин, точок будівельних конструкцій і технологічного або гірничого обладнання на проектні висоти, ухили і вивірення їх висотного положення виконується способами геометричного нівелювання, мікронівелювання, гідронівелювання та індикаторним способом нівелювання [14].

Спосіб *геометричного нівелювання* є найрозповсюдженішим для визначення в натурі проектних висот. Залежно від необхідної точності й обраної схеми вимірювань застосовують нівелювання відповідного класу.

При встановленні будівельних конструкцій потрібна порівняно невисока точність, що забезпечує нівелюванням *III* і *IV* класів. При цьому використовують нівеліри середньої точності типу Н-3 і стандартні шашкові рейки. Висоти на конструкції переносять у вигляді олівцевих рисок або фарбувань.

Для виробництва геометричного нівелювання при встановленні гірничого обладнання застосовують найбільш точні прилади і методику нівелювання *I* і *II* класу. Використовують прецизійні нівеліри типу Н-05, штрихові рейки з інварною смугою, спеціальні малогабаритні рейки або точні металеві лінійки з міліметровими поділками. У цьому випадку способом геометричного нівелювання визначають різниці висот точок, розташованих на відстані 5 – 15 м, із середньою

квадратичною похибкою 0,02 – 0,05 мм і на відстані кілька сотень метрів – з похибкою до 0,2 мм.

*Мікронівелювання* використовують для приведення в горизонтальне положення опорних площин, точок конструкцій і обладнання. Виконується воно за допомогою монтажного рівня або спеціального мікронівеліра.

*Мікронівелір* (рис. 6.6) складається з підставки 1 з двома опорами – рухомою 5 і нерухомою 6, за допомогою яких він установлюється на точки, що перевіряються. Переміщення рухомої опори по висоті визначається годинним індикатором 3 з ціною поділки 0,01 мм. Відстань між опорами є базою мікронівеліра, вона не перевищує 1,5 м. До підставки жорстко кріпиться циліндричний рівень 2 з ціною поділки 5 – 8". Приведення бульбашки рівня в нуль-пункт здійснюється піднімальним гвинтом 4.

Установивши мікронівелір на точці, що перевіряється, піднімальним гвинтом приводять бульбашку рівня в нуль-пункт і беруть відлік по індикатору. Переставивши прилад у тих же точках на 180° і привівши знову бульбашку рівня на середину, беруть другий відлік по індикатору. Перевищення на станції дорівнює піврізниці цих позначок.

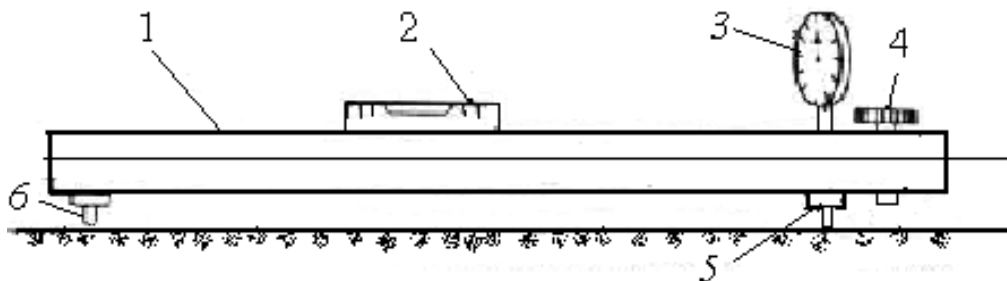


Рис. 6.6. Конструктивна схема мікронівеліра

Приладова точність мікронівеліра характеризується середньою квадратичною похибкою визначення перевищення, що дорівнює 0,01 мм. За допомогою мікронівеліра можна визначати перевищення послідовно від однієї точки поверхні, що перевіряється, до іншої, тобто прокладати мікронівелірний хід.

Похибку передачі висоти в мікронівелірному ході (у мм) довжиною  $L$  і відстанню між опорами (базою приладу)  $b$  можна підрахувати за формулою [12]

$$m_h = 0,01 \sqrt{\frac{L}{b}}. \quad (6.17)$$

Гідронівелювання застосовують для вивірення по висоті опорних площин будівельних конструкцій і технологічного устаткування в умовах, коли виконання геометричного нівелювання утруднено.

При цьому розрізняють гідромеханічне, гідродинамічне і гідростатичне нівелювання.

Гідромеханічне нівелювання засноване на вимірюванні перевищення як функції надлишкового тиску (або розрідження), створюваного у вимірювальній системі стовпом рідини, і тиску, що реєструється датчиком (манометром або мановакуумметром). Цей спосіб дозволяє вимірювати перевищення до декількох метрів з точністю 1 – 2 см. Застосовується він для попереднього встановлення будівельних конструкцій.

У гідродинамічному нівелюванні вимірювання виконують у процесі безперервної зміни рівня рідини в сполучених посудинах, встановлюваних на обумовлених точках. Спосіб в основному застосовують за необхідності автоматизованого вимірювання осідання споруди.

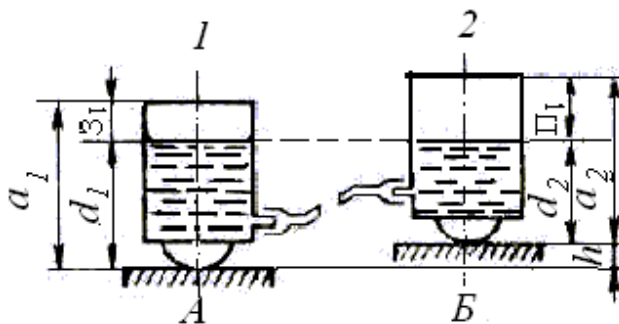


Рис. 6.7. Схема гідростатичного нівелювання

В основі способу гідростатичного нівелювання лежить властивість рідини встановлюватися в сполучених посудинах на одному горизонтальному рівні.

Так, у сполучених посудинах 1 і 2 (рис. 6.7), встановлених на точках, що перевіряються А і Б, між якими визначається

перевищення  $h$ , рідина знаходиться в стані гідродинамічної рівноваги і визначає положення рівня поверхні. Якщо судини однаково цифрувати від нижніх опорних точок, наприклад, через міліметри, то, вивіривши висоти стовпів рідини  $d_1$  і  $d_2$ , можна обчислити перевищення  $h = d_1 - d_2$ .

Такий спосіб недостатньо точний і використовується лише в будівельних гідростатичних рівнях. Більш точне перевищення  $h$  можна визначити за формулою



$$h=(a_1-a_2)-(Z_1-P_1),$$

де  $a_1$  і  $a_2$  – висоти посудин або положення вихідних точок відлічування відносно точок, за допомогою яких вони встановлюються на поверхні, яка перевіряється;  $Z_1$  і  $P_1$  – відстані від вихідних точок відлічування до рівня рідини.

Різниця в положенні вихідних точок відлічування є постійна прилада, що залежить від похибок його виготовлення. Іноді її називають місцем нуля ( $МО$ ) прилада. Щоб її врахувати при вимірюванні посудини, необхідно поміняти місцями і знову визначити відстані  $Z_2$  і  $P_2$  до рівня рідини. В цьому випадку

$$h=(a_1-a_2)-(Z_2-P_2).$$

У середньому значенні перевищень, обчисленому при двох положеннях посудин,  $МО$  враховане не буде, тобто

$$h=\frac{1}{2}(Z_1-P_1)+(Z_2-P_2),$$

а  $МО$  може бути знайдене за формулою

$$МО=(a_1-a_2)=-\frac{1}{2}[(Z_1-P_1)+(Z_2-P_2)].$$

На поверхні нівелювання посудини встановлюють плоскими п'ятами. При вимірюванні по шкалі гвинта беруть відліки до 0,01 мм в момент контакту вістря з рівнем рідини. Діапазон вимірюваних перевищень 25 мм, у деяких приладів (прилад Мейссера) – до 100 мм. Приладова точність характеризується середньою квадратичною похибкою 0,02 – 0,05 мм.

*Основні джерела похибок* гідростатичного нівелювання:

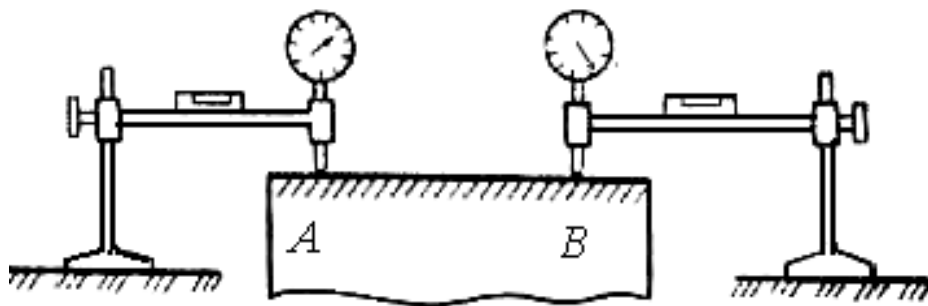
- нерівномірна вага рідини в посудинах і вплив явища капілярності;
- неточність контактування вістря гвинта і меніска рідини;
- вплив змін тиску і температури.

Для зменшення зовнішніх умов (головним чином, через різницю температур у посудинах і водяному шлангу) гідростатичну систему розташовують якнайдалі і від сильних джерел нагрівання, а шланги намагаються укласти горизонтально.

*Індикаторний спосіб* застосовують для остаточної установки точок, що перевіряються, на проектну висоту, якщо з попередніх вимірювань відомі точні фактичні висоти цих точок.

Над точками обладнання, наприклад *A* і *B* (рис. 6.8), встановлюють індикаторний пристрій, що складається з підставки зі стійкою, пересувного містка з рівнем і годинного індикатора.

Якщо до відліку по індикатору при його обпиранні на точку, що перевіряється, додати різницю між проектною і фактичною висотами, то отримаємо відлік, до величини якого треба підняти або опустити обладнання, щоб його фіксована точка знаходилася на проектній висоті.



*Рис. 6.8. Схема індикаторного способу вивірення конструкцій*

Якщо індикаторний пристрій повернути так, щоб він фіксував горизонтальне переміщення обладнання, то можна виконати остаточне встановлення обладнання в плані.

#### **6.5.4. Встановлення конструкцій та обладнання у вертикальне положення**

Встановлення будівельних конструкцій і технологічного обладнання у вертикальне положення провадять різноманітними способами залежно від необхідної точності: *за допомогою виска; проектуванням похилим променем; оптичної вертикалі; бокового нівелювання та автоколімації.*

*Спосіб висків* застосовують в основному для попереднього встановлення і при роботах порівняно невисокої точності. Звичайно використовують важкі виски, занурені в рідину (у воду або в олію) для зменшення їх коливань. Похибка такого способу характеризується величиною  $0,001/H$ , де  $H$  – висота конструкції.

Для автоматизації і підвищення точності вимірювань застосовують електронне центрування, в якому вертикаль задається сталеву струною, а відхилення від неї конструкції, що перевіряється, вимірюється за допомогою індуктивного датчика, жорстко закріпленого на цій конструкції.

*Спосіб проектування похилим променем* застосовують при установленні й вивіренні осей будівельних конструкцій по вертикалі. Використовують при цьому теодоліт, який установлюють над знаком, що закріплює вісь або паралельно зміщену їй лінію, яку проектують нагору похилим променем.

Місце установки теодоліта від конструкції (наприклад колони), що перевіряється, повинне бути віддалене на відстань не менше ніж її висота. Перед встановленням будівельної конструкції виконують розмічування, яке визначає положення її геометричної осі. Трубу теодоліта піднімають до рівня верхньої мітки колони і, нахиливши колону, добиваються суміщення верхньої мітки з вертикальним штрихом сітки. Суміщення верхньої і нижньої міток з цим штрихом свідчать про вертикальність колони. Аналогічні дії виконують за другим напрямком, що перпендикулярний першому (рис. 6.9) [11, 13].

До *основних похибок* проектування похилим променем відносять:

- нахил вертикальної осі обертання теодоліта;
- вплив візування;
- нестворність встановлення теодоліта (рис. 6.10).

Нахил вертикальної труби обертання теодоліта – найбільш істотне джерело похибок, яке не усувається візуванням при двох положеннях вертикального кола. У лінійній мірі похибка нахилу вертикальної труби теодоліта  $m_v$  визначається з виразу

$$m_v = \frac{m_y l}{\rho''} = \frac{0,5\tau'' H}{\rho''}, \quad (6.18)$$

де  $m_\tau$  – ціна поділки рівня на алідаді горизонтального круга теодоліта;  $H$  – висота конструкції. Задавши  $H = 10$  м,  $\tau = 20''$ , для теодоліта  $2T20$  одержимо  $m_v = 0,5$  мм, що для монтажу будівельних конструкцій цілком припустимо. Однак ця похибка зростає зі збільшенням висоти.

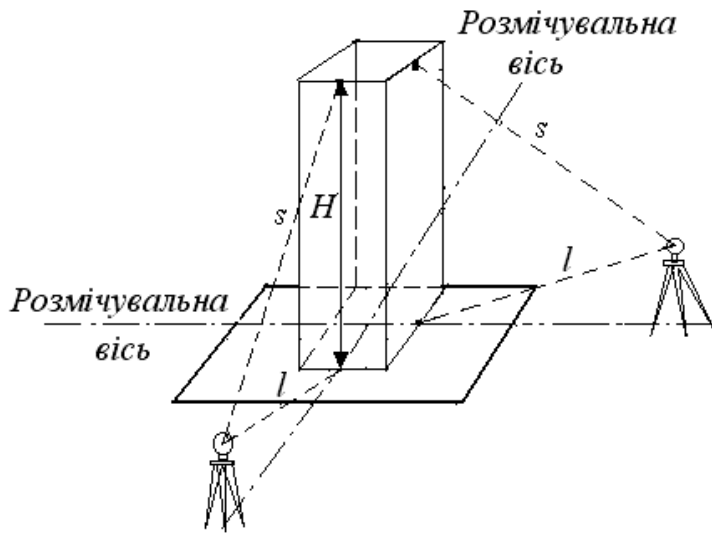


Рис. 6.9. Схема способу проектування похилим променем

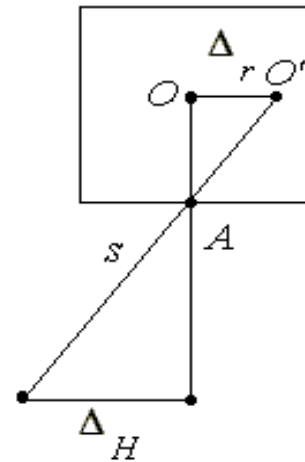


Рис. 6.10. Похибка нестворності теодоліта

Похибка візування в лінійній мірі підраховується так само, як і при створних побудовах

$$m_{\text{віз}} = \frac{20'' \sqrt{2} s}{I^X \rho}, \quad (6.19)$$

де  $I^X$  – збільшення зорової труби теодоліта;  $s$  – відстань від теодоліта до верхньої точки конструкції,  $s = \sqrt{l^2 + H^2}$ . Вплив нестворності встановлення теодоліта залежить від плану розташування осевих міток. Якщо вони знаходяться на одній вертикалі, то нестворність теодоліта не має істотного значення. У протилежному разі припустима нестворність  $\Delta_H$  може бути обчислена за формулою

$$\Delta_H = \frac{\Delta_r s}{r}, \quad (6.20)$$

де  $\Delta_r$  – припустима величина похибки неперпендикулярності конструкції. Задавши  $\Delta_r = 1$  мм,  $s = 20$  м і величину нестворності  $r = 50$  мм, одержимо  $\Delta_H = 0,4$  м. Отримана величина вказує на необхідність досить точного встановлення теодоліта у створі.

Спосіб *оптичної вертикалі* передбачає застосування різного роду оптичних приладів для проектування з рівнем або компенсатором.

Основні *похибки способу оптичної вертикалі*:

- центрування приладу над вихідним пунктом; приведення лінії візування у вертикальне положення;
- візування на марку або відлік по штрихах палетки;
- фіксування точки; вплив зовнішніх умов.

Установлено, що інструментальна точність приладів вертикального проектування з компенсатором характеризується середньою квадратичною помилкою 0,5 – 1 мм на 100 м висоти.

Спосіб *бокового нівелювання* був описаний раніше (підрозділ 4.4.6). Для встановлення будівельної конструкції по вертикалі рейку ставлять у нижньому і верхньому перетині (див. рис. 4.15). Конструкцію можна вважати встановленою вертикально у випадку збігу відліків на рейках у нижньому  $l_n$  і верхньому  $l_v$  перетинах. Для встановлення конструкції у напрямку, перпендикулярному створу осі  $AB$ , необхідно переставити теодоліт на  $90^\circ$  і виконати аналогічні дії.

Точність встановлення конструкції по вертикалі способом бокового нівелювання в основному залежить від похибок неперпендикулярності бокової рейки до осі візування теодоліта, відліку на рейці, нахилу вертикальної осі теодоліта.

$$m = \sqrt{m_{ств}^2 + 2m_v^2 + 2m_n^2}.$$

Похибка неперпендикулярності бокової рейки  $m_{ств}$  до осі візування теодоліта виражається формулою

$$m_{ств} = \frac{l\nu^2}{2\rho^2}, \quad (6.21)$$

де  $l$  – відлік по рейці;  $\nu$  – кут відхилення рейки від перпендикулярного напрямку. Задавши  $l = 1500$  мм і  $\nu = 2^0$ , одержимо  $m_{ств} = 0,8$  мм.

Похибку позначки на рейці  $m_0$  визначають за формулою

$$m_0 = 0,03t + 0,2 \frac{s}{I^X}, \quad (6.22)$$

де  $t$  – ціна поділок рейки,  $s$  – відстань від теодоліта до рейки. При  $t = 10$  мм,  $s = 50$  м і  $I^X = 25$  будемо мати  $m_0 = 0,7$  мм.

Похибку за нахилом вертикальної осі теодоліта  $m_v$  підраховують за формулою (6.18). Задавши  $H = 10$  м,  $\tau = 20''$ , одержимо  $m_v = 0,5$  мм. Сумарна похибка вертикального встановлення конструкції (колони) в одному напрямку буде визначатися так:

$$m = \sqrt{(0.8)^2 + (0.7)^2 + (0.5)^2} = 1,2 \text{ мм.}$$

*Основні похибки способу бокового нівелювання:*

- побудова паралельного створу  $m_l$ ;
- центрування і редукція візирної марки  $m_{ц,р}$ ;
- нахил вертикальної осі теодоліта  $m_v$ ;
- неперпендикулярність бокової рейки до осі візування теодоліта  $m_H$ ;
- відлік на рейці,  $m_p$ ; вплив бічної рефракції,  $m_r$ .

Похибка впливу зовнішніх умов враховується при високоточних роботах.

### **Завдання для самостійного розв'язування**

**Завдання 1.** Обчислити сумарну похибку відхилення кінцевої точки технологічної осі від прямолінійності, якщо середня квадратична похибка вимірювання кута відхилення  $m_\theta = 0,5''$ , базис коліматора  $b = 1000$  мм; довжина технологічної осі  $L = 100$  м; кількість перестановок коліматора  $n = 100$ .

**Завдання 2.** Обчислити похибку передачі висоти у мікронівелірному ході, якщо базис приладу  $b = 1,0$  м, довжина ходу  $L = 100$  м.

**Завдання 3.** Обчислити похибку неперпендикулярності рейки до напрямку візирної осі теодоліта, якщо відлік на рейці  $l = 1500$  мм і кут відхилення рейки від перпендикулярності  $\nu = 2^\circ$ .

**Тести для самоперевірки**  
(Закінчити речення відповідями)

1. Класи точності виготовлення конструкції розподілені таким чином: .....
2. Згідно з ДСТУ НБВ 1.3. – 1:2009 встановлено три групи допусків на:.....
3. Геодезичні вимірювання при монтажі будівельних конструкцій і обладнання використовуються для:.....
4. Підготовчий етап монтажних робіт:.....
5. Геодезичне призначення розрахунку розмірних ланцюгів:.....
6. Послідовність виконання монтажних робіт у підготовчий період:.....
7. Способи планового встановлення конструкцій і обладнання:.....
8. Способи вивірення прямолінійності:.....
9. Способи встановлення і вивірення конструкцій і технологічного обладнання по висоті:.....
10. Способи встановлення і вивірення конструкцій і технологічного обладнання по вертикалі:.....
11. Схема способу вертикального проектування похилим променем для вивірення конструкцій по вертикалі.....
12. Основні джерела похибок гідростатичного нівелювання:.....
13. Основні похибки способу оптичної вертикалі:.....
14. Основні похибки способу бокового нівелювання:.....
15. Розмірний ланцюг – .....
16. Геодезичне призначення розрахунку розмірних ланцюгів –.....

*На підставі викладеного матеріалу в цьому розділі і допоміжної навчальної літератури студент повинен знати норми точності монтування будівельних конструкцій і вимоги до геометричної точності у будівництві, уміти самостійно розраховувати точність геодезичних робіт за розмірними ланцюгами споруд та обладнання, вибирати способи ведення геодезичного контролю форми та розмірів конструкцій та обладнання.*

## 7. ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ ДЛЯ ЗЕМЕЛЬНОГО КАДАСТРУ

*Геодезичні роботи займають у кадастрі значне місце. Їх склад залежить від призначення кадастру і ступеня його автоматизації. Визначення площ земельних ділянок є одним з найважливіших видів геодезичних робіт для цілей земельного кадастру. Вивчення матеріалу цього розділу допомагає студенту засвоїти види геодезичних робіт для кадастру, способи і точність визначення площ земельних ділянок.*

### 7.1. Загальні поняття про земельний кадастр

Кадастр (від франц. “*cadastre*” – лист, реєстр) визначається як систематизований набір інформації, що складається з періодичних або безперервних спостережень за відповідним об'єктом. Таким об'єктом у земельному кадастрі є земля, і все що знаходиться на ній, над нею і під нею. Існують різні формулювання і тлумачення поняття “земельний кадастр”. Юридично ж у нашій країні визначено поняття “державний земельний кадастр” відповідно Закону України Про Державний земельний кадастр № 3613-VI від 07.07. 2011, частина перша, стаття 1. Державний земельний кадастр – єдина державна геоінформаційна система відомостей про землі, розташовані в межах кордонів України, їх цільове призначення, обмеження у їх використанні, а також дані про кількісну і якісну характеристику земель, їх оцінку, про розподіл земель між власниками і користувачами.

З цього визначення випливають завдання й зміст земельного кадастру.

Державний земельний кадастр ведеться з метою інформаційного забезпечення органів державної влади та органів місцевого самоврядування, фізичних та юридичних осіб при:

- регулюванні земельних відносин;
- управлінні земельними ресурсами;
- організації раціонального використання та охорони земель;
- здійсненні землеустрою;
- проведенні оцінки землі;
- формуванні та веденні містобудівного кадастру, кадастрів інших природних ресурсів;
- справлянні плати за землю.

*Ведення державного земельного кадастру здійснюється шляхом: створення відповідної державної геодезичної та картографічної осно-*



ви, яка визначається та надається відповідно до цього закону; внесення змін до відомостей про об'єкти державного земельного кадастру; оброблення та систематизації відомостей про об'єкти державного земельного кадастру.

*Геодезичною основою* для державного земельного кадастру є державна геодезична мережа.

*Картографічною основою* є карти (плани), що складаються у формі і масштабі відповідно до державних стандартів, норм та правил, технічних регламентів. Для формування картографічної основи державного земельного кадастру використовується єдина державна система координат.

Головною відмінністю земельного кадастру від інших державних реєстрів, баз даних і т. п. є *геопросторовий характер відомостей*, які в ньому містяться. У земельному кадастрі фіксуються, перш за все, межі різних *геопросторових об'єктів* – земельних ділянок, земельних угідь, обмежень у використанні земель, адміністративно-територіальних утворень, державного кордону тощо.

Відповідно до “Основних положень створення Державної геодезичної мережі України”, що затверджені постановою Кабінету Міністрів України від 08.06.1998 № 844, фіксація геопросторових об'єктів має здійснюватися за допомогою державної геодезичної мережі України. Виконання робіт з визначення меж геопросторових об'єктів має здійснюватися із використанням сучасних супутникових радіонавігаційних систем (*GPS*), комп'ютерних технологій, а також із використанням традиційних геодезичних методів.

До державного земельного кадастру включаються відомості про координати пунктів державної геодезичної мережі.

На картографічній основі відображаються такі дані: дата створення; відомості про особу; масштаб і система координат картографічної основи. Картографічна основа державного земельного кадастру є єдиною для формування та ведення містобудівного кадастру та кадастрів інших природних ресурсів.

*Об'єктами державного земельного кадастру є:*

- землі в межах державного кордону України;
- землі в межах території адміністративно-територіальних одиниць;
- обмеження у використанні земель;
- земельна ділянка.

*Базовою одиницею в кадастрі є земельна ділянка. Ділянка обмежується площею з визначеним видом використання землі, або площею, що знаходиться в руках одного або декількох осіб. Володіння може складатися з декількох ділянок.*

У кадастрі стосовно кожної ділянки записані відомості про її місце розташування (район, місто республіканського значення Автономної Республіки Крим, місто обласного значення), площу, вартість, наявність об'єктів нерухомості (будинку, будівель, комунікації, дороги і т. п.), екологічне середовища, про те, кому ця ділянка належить або здана в оренду та інші відомості природного, суспільного і юридичного характеру.

Кадастр може різнитися за своїм призначенням: міський, лісовий, водний і т. п. Особливо складним і значним за змістом й обсягом інформації є міський кадастр. Для міст характерна висока концентрація матеріальних ресурсів, складна соціальна та екологічна обстановка зі швидкоплинною зміною її в часі, різноманітність розв'язуваних на міських землях завдань.

Історичні корені виникнення кадастру ідуть у глибоку стародавність. Так, перші відомості про кадастрові роботи, проведені у Древньому Єгипті з метою обліку земель і зазначенням меж і площ ділянок, належать до 3000 року до н. е. Сам термін «кадастр» походить з часів римського правителя Августа (27 – 14 рр. до н. е.), коли була затверджена одиниця обліку збору данини (податку) на землю і введений перепис населення. В даний час кадастр ведеться у всіх країнах світу.

В Україні ведення та адміністрування Державного земельного кадастру забезпечуються центральним органом виконавчої влади, що реалізує державну політику у сфері земельних відносин.

## **7.2. Склад геодезичних робіт для кадастру**

Геодезичні роботи займають у кадастрі значне місце. Їх склад залежить від призначення кадастру і ступеня його автоматизації. Однак у більшості випадків робота ведеться за наведеною далі схемою.

1. *Підготовчі роботи.* У процесі підготовчих робіт збирають і аналізують такі матеріали: проект землеустрою; постанову адміністративного органу про відвід земельної ділянки; договір про купівлю-продаж або оренду земельної ділянки; виписки з книги реєстрації зе-

мельної ділянки; креслення меж або топографічний план земельної ділянки; схеми і списки координат пунктів державних або місцевої геодезичних мереж; відомості про використання земель.

2. *Польове обстеження пунктів* опорної геодезичної мережі. Виконують з метою перевірки наявності та схоронності пунктів, вибору найбільш вигідної технології проведення геодезичних робіт.

3. *Складання технічного завдання*. Геодезичні роботи виконують за попередньо складеним технічним завданням, що включає: текстову частину, графічні матеріали і кошторис витрат.

4. *Кадастрове знімання*. Залежно від призначення кадастру знімання роблять у тих же масштабах, тими ж способами і з тією ж точністю що і топографічні знімання. Базовим є масштаб 1: 500, найбільше широко використовуваним – 1:2000, оглядово-довідковим – 1:10000 і дрібніше.

*На кадастрових планах (картах) земельних ділянок* додатково зображують: межі земельних ділянок, сільськогосподарських та інших земельних угідь; кадастрові номери і найменування земельної ділянки та суміжних земельних ділянок; координати поворотних точок меж земельної ділянки та лінійні проміри між ними; площу; межі земельних угідь, обмежень (обтяжень) земельної ділянки; контури об'єктів нерухомого майна, розташованих на земельній ділянці; межі вкраплених земельних ділянок сторонніх землевласників і землекористувачів; експлікація (опис) категорій використання земель та іншу кадастрову інформацію, відомості про цільове призначення земельної ділянки та розробника документації із землеустрою на земельну ділянку. Кадастровий план земельної ділянки є складовою частиною документації із землеустрою.

5. *Встановлення й узгодження меж* земельних ділянок на місцевості. Межі земельних ділянок виносять на місцевість за координатами характерних точок від пунктів геодезичної основи і закріплюють спеціальними межовими знаками. У випадку, коли межі якимось чином закріплені раніше, визначають координати цих точок.

Узгодження встановлених меж роблять у присутності представника державної влади, власників або користувачів ділянки і ділянок суміжних з нею.

6. *Визначення площ* земельних ділянок. Площі земельних ділянок обчислюють в основному аналітичним методом за координата-

ми межових знаків. В окремих випадках використовують картографічні матеріали.

7. *Складання креслень меж* земельних ділянок. Креслення меж земельних ділянок складають у масштабі основного кадастрового плану (або крупніше) за результатами встановлення на місцевості та узгодження меж.

8. *Контроль і реєстрація* результатів кадастрових робіт. Результати кадастрових робіт підлягають обов'язковому польовому контролю, тому що в процесі його виконання усуваються можливі похибки і непогодженості, що виникли в процесі знімань.

Крім того, контролюють дотримання вимог технічного завдання і відповідних інструкцій на проведення топографо-геодезичних робіт.

Отримана в результаті робіт інформація переноситься в спеціальні реєстри і відображається на кадастрових картах або планах.

9. *Ведення бази даних*. Для систематизації і керування великими обсягами текстової і графічної кадастрової інформації створюється і ведеться база даних. Її наявність передбачає не тільки збереження інформації, але й оперативну видачу її споживачеві.

### **7.3. Способи і точність визначення площ земельних ділянок**

Визначення площ земельних ділянок є одним з найважливіших видів геодезичних робіт для цілей земельного кадастру.

Залежно від господарської значимості земельних ділянок, наявності планово-топографічного матеріалу, топографічних умов місцевості і необхідної точності застосовують різні способи визначення площ.

*Аналітичний* – площа обчислюється за результатами вимірювань ліній на місцевості, за результатами вимірювань ліній і кутів на місцевості або за їх функціями (координатами вершин фігур).

*Графічний* – площа обчислюється за результатами вимірювань ліній або координат на плані (карті).

*Механічний* – площа визначається на плані за допомогою спеціальних приладів (планіметрів) або пристосувань (палеток). Іноді ці способи застосовують комбіновано, наприклад, частину лінійних величин для обчислення площі визначають на плані, а частину беруть

з результатів вимірювань на місцевості. Площі можна також визначити за цифровою моделлю місцевості за спеціальними програмами.

При аналітичному способі визначення площ застосовуються формули геометрії, тригонометрії й аналітичної геометрії. При визначенні площ невеликих ділянок (для обліку площ, зайнятих будівлями, садибами, площ оранки, посіву) вони розбиваються на найпростіші геометричні фігури, переважно трикутники, прямокутники, рідше трапеції. У цьому випадку площі ділянок визначаються як суми площ окремих фігур, що обчислюються за лінійними елементами – висотами й основами.

Якщо на межах ділянки виконані геодезичні вимірювання, то площа всієї ділянки або її частини (рис. 7.1) може бути обчислена за формулами (7.1 – 7.4) [11].

*Трикутник* (рис. 7.1, а). Площа трикутника обчислюється за сторонами  $l_1$  і  $l_2$ , кутом  $\beta_2$  між ними

$$P = \frac{1}{2} (l_1 l_2 \sin \beta_2). \quad (7.1)$$

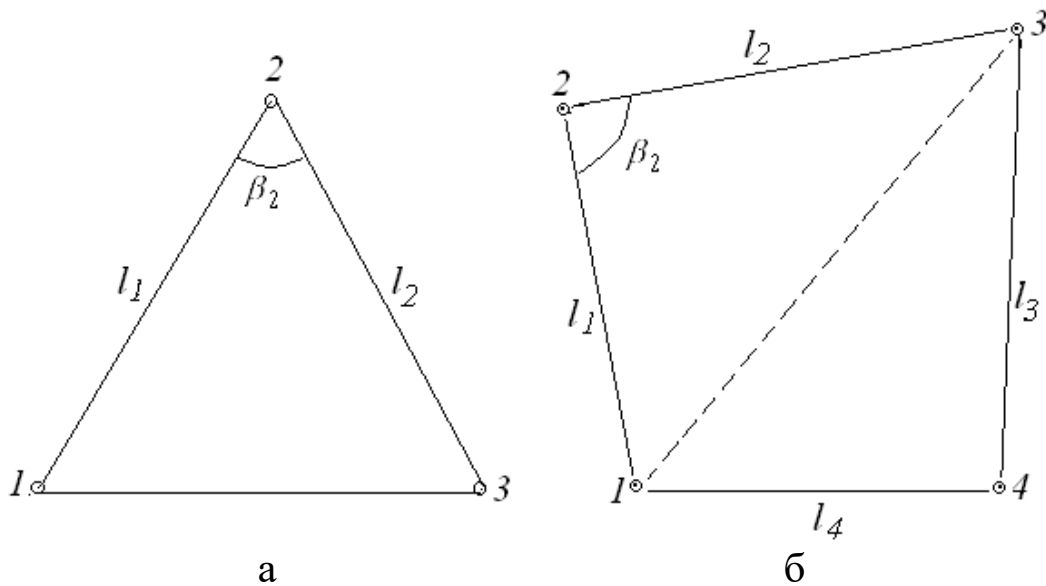


Рис. 7.1. Геометричні фігури для визначення площ ділянок:  
а – трикутник; б – чотирикутник

*Чотирикутник*. Залежно від відомих елементів у чотирикутнику використовуються різні формули для розрахунку площі. Наприклад, у чотирикутнику виміряні всі сторони й один кут на вершині 2. В такому випадку площа трикутника 1–2–3 може бути обчислена за

формулою (7.1). При цьому зручно вирахувати довжину  $l_{1-3}$ , використовуючи теорему косинусів [4, 11]

$$l_{1-3} = \sqrt{l_1^2 + l_2^2 - 2l_1 l_2 \cos \beta_2}.$$

Площу трикутника  $1-3-4$  можна обчислити за формулою

$$P = \sqrt{S(S-l_2)(S-l_4)(S-l_{1-3})},$$

де  $S$  – півпериметр, що має формулу

$$S = \frac{1}{2}(l_3 + l_4 + l_{1-3}).$$

Тоді загальна площа чотирикутника буде

$$P = \frac{l_1 l_2}{2} \sin \beta_2 + \sqrt{S(S-l_2)(S-l_4)(S-l_{1-3})}. \quad (7.2)$$

При наявності координат вершин полігону площі трикутника і чотирикутника зручно обчислювати за такими формулами:

$$P = \frac{1}{2} \left[ (X_1 - X_2)(Y_2 - Y_3) - (Y_1 - Y_2)(X_2 - X_3) \right], \quad (7.3)$$

$$P = \frac{1}{2} \left[ (X_1 - X_3)(Y_2 - Y_4) - (Y_1 - Y_3)(X_2 - X_4) \right]. \quad (7.4)$$

Якщо полігон має більше чотирьох кутів, то площу його з хорошим контролем можна одержати за координатами  $X_i$  і  $Y_i$  вершин або за приростом координат  $\Delta X_i$  і  $\Delta Y_i$  після зрівнювання полігона за формулами:

$$P = \frac{1}{2} \left[ \sum_{i=1}^n (X_i + X_{i+1})(Y_{i+1} - Y_i) \right], \quad (7.5)$$

або

$$P = \frac{1}{2} \left[ \sum_{i=1}^n X_i Y_{i+1} - \sum_{i=1}^n X_{i+1} Y_i \right], \quad (7.6)$$

$$P = \frac{1}{2} \left[ \sum_{i=1}^n X_i \Delta Y_i + \sum_{i=1}^n \Delta Y_i X_{i+1} \right] \quad (7.7)$$

або

$$P = \frac{1}{2} \left[ \sum_{i=1}^n X_i \Delta Y_i - \sum_{i=1}^n \Delta Y_i X_i \right]. \quad (7.8)$$

Координати вершин полігону для обчислення площі ділянки як у державній, так і в місцевій системах можуть бути отримані будь-яким із геодезичних способів: триангуляційним або лінійно-кутовими побудовами; прокладенням полігонометричних чи теодолітних ходів; кутовими, лінійними і полярними засічками; супутниковими приймачами і т. д.

Крім цього, коли потрібно визначити тільки площу або межі ділянки в її власній системі координат, то можна застосувати так званий спосіб ізольованих базисів. Суть його полягає в тому, що координати точок об'єкта визначаються засічками з ізольованих один від одного базисів, розташованих у зручних місцях поблизу або всередині ділянки (рис. 7.2) [1].

Для зведення результатів вимірювань до однієї системи координат необхідно, щоб була виконана умова перекриття, тобто із сумісних базисів повинно бути визначено декілька (мінімум дві) загальних точок.

Для кожної із  $p$  загальних точок суміжних базисів, наприклад  $b_1$  і  $b_2$ , можна записати два рівняння зв'язку (7.9), з яких за методом найменших координат визначається кут  $\alpha_{1,2}$  повернення систем координат і координати  $x_C^{(1)}$ ,  $y_C^{(1)}$  початку координат системи 2 в системі 1 [11, 12]

$$\left. \begin{aligned} x_j^{(1)} &= x_C^{(1)} + x_j^{(2)} \cos \varphi_{1,2} - y_j^{(2)} \sin \varphi_{1,2} \\ y_j^{(1)} &= y_C^{(1)} + x_j^{(2)} \sin \varphi_{1,2} + y_j^{(2)} \cos \varphi_{1,2} \end{aligned} \right\} \quad (7.9)$$

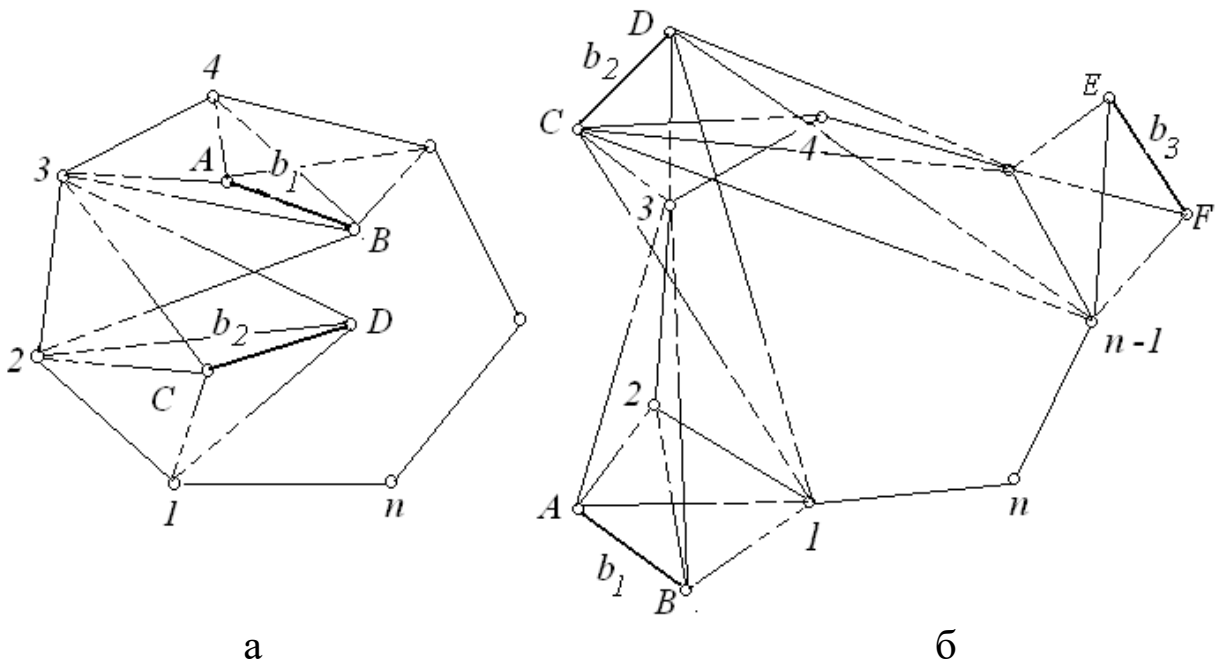


Рис. 7.2. Визначення координат точок ділянки з ізольованих базисів (а, б)

Наведені формули є наближеними, тому що не враховують можливих похибок вихідних даних і залежності між вхідними в них величинами. Однак вони цілком достатні для попередніх (проектних) розрахунків.

#### 7.4. Винесення в натуру і визначення меж землекористування

Геодезичні роботи з винесення в натуру меж земельних ділянок виконують аналогічно розмічувальним роботам з винесення будівель, споруд та інших об'єктів життєдіяльності людини.

Базовою основою геодезичних робіт є проект. При землепорядних роботах основними об'єктами проектування є межі районів, міст, селищ міського типу, сільських населених пунктів, межі окремих земельних угідь, присадибних, садово-городніх, дачних, оренд-



них та інших земельних ділянок, що мають статус самостійних територіальних утворень.

Залежно від адміністративних рішень, господарської цінності та займаної площі об'єктів землеустрою проектування меж ведеться на основі геодезичних вимірювань на місцевості або з використанням топографічних матеріалів різного виду і масштабів, включаючи і цифрові моделі (електронні карти).

За даними проекту землеустрою виконують *геодезичне проектування*. Воно включає аналітичну підготовку даних для перенесення на місцевість проектних кутів повороту меж земельної ділянки найбільш раціональними способами, що забезпечують необхідну точність їх положення, і складання розмічувальних креслень.

При *аналітичній підготовці* координати точок кутів повороту меж земельних ділянок, що виносяться в натуру, обчислюють у державній або місцевій системі координат. При необхідності перетворюють координати з місцевої системи в державну і навпаки. Однак, у всіх випадках, координати точок, що виносяться, повинні обчислюватися в тій же системі, що і координати пунктів вихідної геодезичної основи.

*Вихідною геодезичною основою* можуть служити всі види геодезичних побудов, що забезпечують необхідну точність винесення в натуру меж землекористування: триангуляція, трилатерація, лінійно-кутові мережі, полігонометрія, супутникові визначення й у ряді випадків теодолітні ходи.

*Винесення у натуру* кутів повороту меж земельних ділянок від пунктів геодезичної основи виконують усіма відомими способами розмічувальних робіт: супутниковими методами, кутовими, лінійними, створними і створно-лінійними засічками; способами полярних і прямокутних координат, перпендикулярів, теодолітними ходами та іншими геодезичними побудовами [1].

Винесені в натуру точки повороту меж земельної ділянки, як правило, закріплюють спеціальними межовими знаками. Ними можуть служити також контурні точки, що пізнаються чітко, такі як кути капітальних загороджень і будівель на забудованій території, перетин осей доріг, кутові точки угідь, урочищ та інші точки місцевості, що пізнаються безсумнівно. Координати цих точок визначають шляхом відповідних геодезичних вимірювань.

Від точності геодезичних даних залежить достовірність кадастрової інформації. Оскільки у всіх операціях із землею (встановлення

прав власності, купівля-продаж, дарування, здача в оренду та ін.) обов'язково фігурує площа земельної ділянки, тому точність її визначення є розрахунковою основою для обчислення точності винесення в натуру меж земельної ділянки.

Для полігону з  $n$  вершинами похибка площі можна одержати за формулою [11]

$$m_p = \frac{\sqrt{2}}{2} m_{X,Y} \sqrt{\sum_{i=1}^n D_i^2}, \quad (7.10)$$

де  $m_{X,Y}$  – середня квадратична похибка визначення координат  $X$  і  $Y$  точок вершин полігону за умови, що  $m_{X_1} = m_{X_2} = \dots, m_{X_n} = m_{Y_1} = m_{Y_2} = \dots, m_{Y_n} = m_{X,Y}$ ;  $D_i$  – віддаль від початку координат до  $i$ -ї точки вершини полігону (у власному випадку від однієї з вершин, прийнятої за початок координат).

Для прямокутника зі сторонами  $a$  і  $b$  формула (7.1) набуде вигляду

$$m_p = m_{X,Y} \sqrt{a^2 + b^2}, \quad (7.11)$$

а для квадрата зі стороною  $a$

$$m_p = a m_{X,Y} \sqrt{2}. \quad (7.12)$$

Похибка площі, визначена за топографічним планом або картою з урахуванням похибок вимірювань і похибок складання топографічного плану, виражається формулою

$$\left( m_p \right) = \frac{0,3 \cdot M}{1000} \cdot \sqrt{(P)}, \quad (7.13)$$

де  $M$  – знаменник чисельного масштабу плану;  $P$  – площа ділянки,  $m^2$ .

Якщо за формулами (7.11) і (7.12) обчислювання вести відносно  $m_{X,Y}$ , то, задаючи величину похибки площі  $m_p$ , можна з достатнім наближенням розрахувати необхідну точність визначення координат

точок меж землекористування. На підставі цього обґрунтувати необхідну точність кутових і лінійних вимірювань.

Покажемо це на прикладі ділянки прямокутної форми розміром 30 x 50 м у центральній частині міської забудови, де надзвичайно висока вартість землі та враховується кожен квадратний метр площі, тобто  $m_p = 1 \text{ м}^2$ . За формулою (7.12) знаходимо

$$m_{X,Y} = \frac{m_p \sqrt{2}}{\sqrt{a^2 + b^2}} = \frac{1 \sqrt{2}}{\sqrt{30^2 + 50^2}} \approx 0,024 \text{ м} = 2,4 \text{ см.}$$

Формула (7.12) отримана за умови, що початок координат сполучений з однією з вершин прямокутника. У цьому випадку похибка, наприклад, координати X дорівнює похибці приросту за цією координатою, тобто  $m_X = m_{\Delta X}$ . Отже,

$$m_{\Delta X}^2 = m_s^2 \cos^2 \alpha + \frac{s^2 \sin^2 \alpha}{\rho} m_\alpha^2. \quad (7.14)$$

Застосовуючи принцип рівних впливів похибок лінійних і кутових вимірювань можна записати так:

$$m_s = \frac{m_{\Delta X}}{\cos \alpha \sqrt{2}}; \quad m_\alpha = \frac{m_{\Delta X} \rho}{S \sin \alpha \sqrt{2}}. \quad (7.15)$$

Для наведеного прикладу одержимо:  $m_s = 2 \text{ см}$ ,  $m_\alpha = 2''$ . Оскільки в власній системі координат прямокутника можна задати дирекційний кут довгої сторони  $b$  рівним нулю, то  $m_\alpha = m_\beta$ .

У випадку, коли координати точок меж землеволодіння визначають з пунктів геодезичної основи, тоді виконують більш складні розрахунки – враховують усі похибки геодезичних побудов і залежності між ними. Однак і в цьому випадку для проектних розрахунків можна задати похибки вихідних даних у 2 рази меншими похибок наступної побудови.

У практиці геодезичних робіт для земельного кадастру вважається, що для міських земельних ділянок площею до 1 га координати

точок їхніх меж слід визначати із середньою квадратичною похибкою 2 см, для ділянок значної площі – 5–10 см.

### Питання для самоконтролю

1. З якою метою ведеться державний земельний кадастр?
2. Назвіть склад геодезичних робіт для кадастру.
3. Що зображують на кадастрових картах і планах?
4. Якими способами виносять у натуру точки кутів повороту меж земельних ділянок від пунктів геодезичної основи?
5. Якими методами визначають площу земельних ділянок?
6. Як отримати похибку площі для полігона?
7. Як отримати похибку площі для прямокутника?
8. Як отримати похибку площі для квадрата?
9. Як визначити похибку площі ділянки за топографічним планом?

*Спираючись на вивчення матеріалу цього розділу, допоміжну навчальну літературу, студент повинен уміти користуватися нормативними документами та інструкцією для виконання інженерно-геодезичних робіт, складати технічне завдання і проект на виконання геодезичних робіт, виконувати геодезичне встановлення меж земельних ділянок від пунктів геодезичних мереж, складати креслення меж земельних ділянок, виконувати кадастрове знімання та виготовляти кадастровий план.*

## 8. СПОСТЕРЕЖЕННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ГЕОДЕЗИЧНИМИ МЕТОДАМИ

*Основна мета спостережень полягає у визначенні стійкості споруд і прийнятті своєчасних профілактичних заходів, які створюватимуть безпечні умови для їх експлуатації. Вивчення цього розділу допоможе студенту засвоїти види деформацій, причини їх виникнення та методи спостереження за вертикальними й горизонтальними зміщеннями, кренами споруд та зсувами.*

### 8.1. Види деформацій і причини їх виникнення

*Деформація – це зміна форми об'єкта спостережень. В основному деформації наземних споруд залежать від зміщень гірських порід поверхні, на якій вони знаходяться. При будівництві підземних, особливо великих тунелів, має місце деформація поверхні, яка залежить від глибини закладення та розмірів гірничих виробок, від гідрогеологічних умов, будівельних робіт та інших факторів. Тому з метою своєчасного укріплення споруд, які піддаються деформаціям, і уточнення організації гірничих робіт у процесі будівництва необхідно спостерігати за спорудами і виявляти динаміку їх деформацій у зв'язку з підземними роботами. У геодезії прийнято розглядати деформацію як зміну положення об'єкта відносно якого-небудь його первісного положення. Зміна положення підрозділяється на вертикальні та горизонтальні зміщення.*

*Причини деформацій.* Деформації виникають у зв'язку з впливом різних природних і антропогенних (техногенних) факторів як на основу, так і на саму споруду.

*До основних природних факторів належать:*

- здатність гірських порід до просідання, зсувів, зазнавати суфозійні та інші інженерно-геологічні й гідрогеологічні явища;
- обдимання при замерзанні водонасичених і набухання при відтаюванні мерзлих порід;
- зміна гідротермічних умов, пов'язаних із сезонними і багаторічними коливаннями температури, вологості порід і рівня ґрунтових вод.

*До основних техногенних факторів відносять:*

- вплив навантажень від споруд;
- зміна несучих властивостей гірських порід у зв'язку із штучним пониженням або підвищенням рівня ґрунтових вод при проведенні

будівельних робіт чи з експлуатацією споруд, штучним замочуванням лесованих порід і т.д.;

– послаблення основи підземними розробками;

– зміна тиску на основу, викликана надбудовою на будівлі або зведенням рядом нових споруд;

– вібрація фундаментів у зв'язку з роботою різних агрегатів, механізмів, рухом транспорту та іншими динамічними впливами.

*Вертикальні зміщення.* Під постійним тиском від маси споруди ґрунти в основі її фундаменту поступово ущільнюються (стискаються) і відбувається зміщення у вертикальній площині або *осідання* споруди. Крім тиску від власної маси, осідання споруди може бути викликане й іншими причинами: карстовими і зсувними явищами, зміною рівня ґрунтових вод, роботою важких механізмів, рухом транспорту, сейсмічними явищами і т. п. При докорінній зміні структури ґрунтів, під впливом як зовнішніх навантажень, так і власної ваги ґрунту, і при замочуванні просадочного ґрунту, відтаювання льодових прошарків у замерзлому ґрунті і т. д. відбувається швидкозмінювана у часі деформація, що називається *просіданням*.

Деформація земної поверхні, яка викликана розробкою корисних копалин, зміною гідрогеологічних умов, називається *осіданням*.

У тому випадку, коли ґрунти під фундаментом споруди стискаються неоднаково або навантаження на ґрунт різне, осідання має нерівномірний характер. Це призводить до інших видів деформацій споруд: горизонтальних зміщень, зсувів, перекосів, прогинань, що зовні можуть виявлятися у вигляді тріщин і навіть розламів.

*Горизонтальні зміщення* можуть бути викликані бічним тиском ґрунту, залежно від рівня підземних вод, кількості атмосферних опадів, напрямку вітру і т. п.

Високі споруди баштового типу (димарі, телевежі й т. п.) зазнають деформації крутіння і згину, із-за нерівномірного сонячного нагрівання або тиску вітру.

Для вивчення деформацій у характерних місцях земної поверхні або споруди фіксують точки і встановлюють зміну їх просторового положення за обраний проміжок часу. При цьому визначені положення і час беруть за початкові.

Для розрахунку абсолютних або повних осідань  $\Delta H$  фіксованих на споруді точок періодично обчислюють їх висоти  $H$  відносно вихідного репера, розташованого осторонь від споруди і заданого як нерухомий. Щоб установити осідання точки на даний момент часу  $H_i$  відносно початку спостережень  $H_0$ , необхідно обчислити різницю відміток, отриманих на ці моменти, тобто  $\Delta H = H_i - H_0$ .

Аналогічно можна розраховувати осідання за час між попереднім  $H_i$  і наступним  $H_{i+1}$  періодами (циклами) спостережень.

$$\Delta H = H_i - H_{i+1}$$

Середнє осідання  $\Delta H_{cp}$  всієї споруди або окремих її частин обчислюється як середнє арифметичне із суми осідань усіх  $n$  її точок, тобто

$$\Delta H_{cp} = \sum_1^n \frac{\Delta H}{n}.$$

Одночасно із середнім осіданням для повноти загальної характеристики вказують найбільше  $\Delta H_{макс}$  і найменше  $\Delta H_{мін}$  осідання точок споруд.

Нерівномірність осідань може бути визначена із різниць осідань  $\Delta H$  яких-небудь двох точок 1 і 2, тобто  $\Delta H = H_2 - H_1$ .

Горизонтальне зміщення  $q$  окремої точки споруди характеризується різницею її координат  $X_i, Y_i$  і  $X_0, Y_0$ , отриманих у поточних і початковому циклах спостережень. Положення осей координат, як правило, збігається з головними осями споруди. Обчислюють горизонтальні зміщення по одній з осей координат за формулами

$$\begin{aligned} \Delta X &= X_i - X_0; \\ \Delta Y &= Y_i - Y_0. \end{aligned} \tag{8.1}$$

Аналогічно можна обчислити зміщення між попереднім і наступним циклами спостережень.

Зміна величини деформації за обраний інтервал часу характеризується *середньою* швидкістю деформації  $\mathcal{G}_{cp}$ . *Середня швидкість осідань* досліджуваної точки за проміжок часу  $t$  між двома циклами  $i$  та  $i+1$  вимірювань буде

$$\mathcal{G}_{cp} = \frac{(H_{i+1} - H_i)}{t}. \quad (8.2)$$

Коли час  $t$  виражається числом місяців, то швидкість – *середньомісячна*, а коли числом років – *середньорічна* і т. д.

## 8.2. Завдання та організація геодезичних спостережень деформації

*Основною метою геодезичних спостережень* є визначення величин деформації для оцінки стійкості споруди і прийняття своєчасних профілактичних заходів, що забезпечують її нормальну роботу.

Крім того, за результатами спостережень перевіряють правильність проектних розрахунків і виявляють закономірності прогнозу процесу деформації.

*Спостереження за деформаціями споруд* – це комплекс вимірювальних і обчислювальних заходів щодо виявлення величин деформацій і причин їх виникнення.

Для складних (відповідальних) споруд спостереження починають одночасно з проектуванням. На ділянці майбутнього будівництва вивчають вплив природних факторів і в цей же період створюють систему опорних знаків для того, щоб заздалегідь визначити ступінь стійкості цих знаків.

Спостереження безпосередньо за спорудою починають з моменту початку її зведення і продовжують протягом усього будівельного періоду. Залежно від характеру споруди, природних умов і т. д. спостереження можуть бути закінчені при припиненні деформацій, а можуть продовжуватися і весь період експлуатації.

На кожному етапі зведення або експлуатації споруди спостереження за її деформаціями виконують через визначені проміжки часу. Такі спостереження називаються *систематичними*.

У випадку появи фактора, що приводить до різкої зміни деформації (зміна навантаження на основу, температури навколишнього середови-



ща і самої споруди, рівня ґрунтових вод, землетрус та ін.), виконують термінові спостереження.

Паралельно з вимірюванням деформацій для виявлення причин їх виникнення ведуть спеціальні спостереження за зміною стану і температури ґрунтів, підземних вод, температурою самої споруди, метеорологічними умовами і т. п. Враховуються зміни будівельного навантаження і навантаження від встановленого обладнання.

Для проведення спостережень складають спеціальний проект, що містить у собі: технічне завдання на проведення робіт; загальні відомості про споруду, природні умови і режим її роботи; схему розміщення опорних і деформаційних знаків станції спостереження; принципову схему спостережень; розрахунок необхідної точності вимірювань; методи і засоби вимірювань; рекомендації з методики обробки результатів вимірювань і оцінки за станом споруди; календарний план (графік) спостережень; склад виконавців, об'єми робіт і кошторис.

### 8.3. Точність і періодичність спостережень

*Точність і періодичність* спостережень вказуються в технічному завданні на проведення робіт або в нормативних документах. В окремих випадках ці вимоги можуть бути отримані шляхом спеціальних розрахунків.

У нормативних документах вимоги до точності визначення осідань або горизонтальних зміщень характеризуються середньою квадратичною похибкою у мм: 1 – для будинків і споруд, зведених на *скельних* або *напівскельних* ґрунтах; 3 – на *піщаних, глинистих* та інших стисливих ґрунтах; 10 – на *насипних, просадочних* та інших *сильно стисливих* ґрунтах; 15 – для земляних споруд. На зсувних ділянках осідання виміряються із середньою квадратичною похибкою 30 мм, а горизонтальні зміщення – 10.

Крени димарів, щогл, високих веж і т. п. виміряються з точністю, що залежить від висоти  $H$  споруди і характеризується величиною  $0,0005H$ .

Установити необхідну точність вимірювання деформацій розрахунковим шляхом досить складно, однак для багатьох практичних задач можна користуватися формулою

$$m_{\Phi} \leq 0,2 \Delta\Phi, \quad (8.3)$$

де  $m_{\Phi}$  – середня квадратична похибка вимірювання деформації;  $\Delta\Phi$  – величина деформації за проміжок часу між циклами вимірів.

Вибір часу між циклами вимірювань залежить від виду об'єкта, періоду його роботи, швидкості зміни деформації та інших факторів. У середньому в будівельний період систематичні спостереження виконують 1 – 2 рази на квартал, у період експлуатації – 1 – 2 рази на рік. В окремих випадках їх проводять до і після появи фактора, що різко змінює звичайний хід деформації [11].

#### 8.4. Спостереження за кренами, тріщинами та зсувами

*Крен* – вид деформації, властивий спорудам баштового типу. Поява крену може бути викликана як нерівномірністю осідання споруди, так і згином та нахилом верхньої її частини через одностороннє температурне нагрівання і вітровий тиск. У зв'язку з цим повну інформацію про крени і вигини можна одержати лише за результатами спільних спостережень за положенням фундаменту і корпусу баштової споруди. Залежно від виду і висоти споруди, технічних вимог і умов *спостережень* для визначення крену застосовують різні способи.

Крен або нахил споруди визначають як різницю осідань двох точок, розташованих на протилежних краях споруди, або її частин уздовж обраної осі.

Нахил у напрямку поздовжньої осі називають *завалом*, а в напрямку поперечної осі – *перекосом*.

Відношення величини крену до відстані  $l$  між двома точками 1 і 2, називається *відносним креном*  $K$ , який обчислюється за формулою [12, 14].

$$K = \frac{(Q_2 - Q_1)}{l}.$$

*Крутіня* відносно вертикальної осі характерно в основному для споруд баштового типу. Воно визначається як зміна кутового положення радіуса фіксованої точки, проведеного з центра досліджуваного горизонтального перетину.

Найбільш просто крен визначається за допомогою виска або *приладу вертикального проектування* (оптичного або лазерного).



$$m_{гран} \leq 0,03 \text{ м при } H \leq 100 \text{ м; } m_{гран} \leq 0,04 \text{ м при } H > 100 \text{ м.}$$

*Спосіб горизонтальних кутів* застосовують, якщо фундамент споруди закритий для спостережень. При цьому способі з опорних пунктів, розташованих на взаємно перпендикулярних осях, періодично вимірюють кути між двома напрямками – на обумовлену верхню точку та опорний пункт. За величиною зміни спостережуваних кутів і горизонтальної проекції до спостережуваної точки знаходять складові крену на осях і повну величину крену.

Для визначення величини крену за результатами нівелювання марок осідань повинно бути не менше трьох марок на фундаменті або цокольній частині споруди. З цією же метою застосовують різного виду клінометри, що являють собою накладні високоточні рівні з ціною поділки до 5".

*Спостереження за тріщинами* проводять у площині конструкцій, на яких вони з'являються.

Для виявлення тріщин застосовують спеціальні маяки у вигляді плиток з гіпсу, алебастру і т. п. Маяк кріпиться до конструкції поперек тріщини в найбільш широкому її місці. Якщо через якийсь час тріщина з'являється на маяку, то це свідчить про активний розвиток деформації.

У найпростішому випадку ширину тріщини вимірюють лінійкою. Застосовують також спеціальні прилади: деформометри, щілиноміри, вимірювальні скоби.

*Спостереження за зсувами* виконують різними геодезичними методами (рис. 8.2). Залежно від виду та активності зсуву, напрямку і швидкості його переміщення ці методи підрозділяють на чотири групи [1, 11].:

- осьові (одномірні), коли зміщення фіксованих на зсуві точок визначають відносно заданої лінії або осі;
- планові (двовимірні), коли зміщення зсувних точок спостерігають за двома координатами в горизонтальній площині;
- висотні – для визначення тільки вертикальних зміщень;
- просторові (тривимірні), коли знаходять повне зміщення точок у просторі за трьома координатами.

*Осьові методи застосовують* у тих випадках, коли напрямок руху зсуву відомий. До числа осьових відносять [1, 11, 14]:

- метод відстаней (рис. 8.2, а) – вимірювання відстаней прямої лінії між знаками, встановленими вздовж руху зсуву;
- метод створів (рис. 8.2, б) – вимірювання зміщення точки зсуву відносно напрямку, перпендикулярного рухові зсуву;
- променевий метод (рис. 8.3, в) – визначення зміщень точки зсуву відносно зміни напрямку візирного променя з вихідного знака на зсувний.

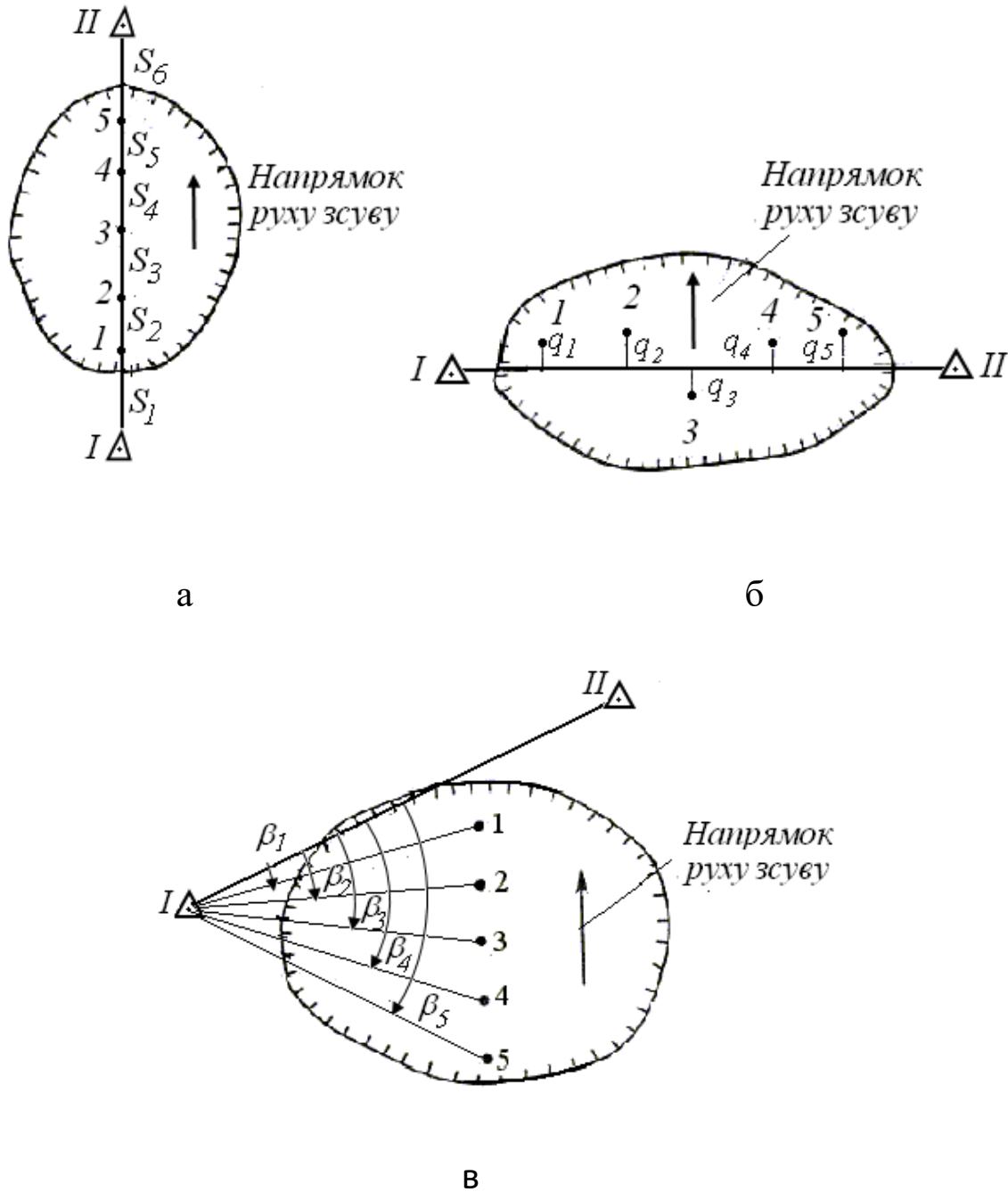


Рис. 8.2. Схеми спостережень за зсувами

*Планові (двовірні):* прямі, обернені та лінійні засічки, полігонометрія, комбінований метод, що сполучає вимірювання напрямків, кутів, відстаней і відхилень від створів.

*Висотні* – для визначення вертикальних зміщень зсувних точок методами геометричного і тригонометричного і супутникового нівелювання.

Маючи висоти  $H$  фіксованих на споруді або схилі точок, можна визначити абсолютні  $\Delta H_i$ , сумарні осідання  $\sum_{i=1}^n \Delta H_i$ , їх швидкість  $\mathcal{G}(\Delta H_i)$  і прискорення  $w(\Delta H_i)$ .

*Абсолютну* величину осідань  $\Delta H_i$  точки між циклами обчислюють за формулою [8]

$$\Delta H_i = H_{i+1} - H_i. \quad (8.5)$$

*Повні (сумарні)* осідання точки відносно початкового циклу  $H_0$  спостережень знаходять з виразу

$$\sum_{i=1}^n \Delta H_i = H_i - H_0. \quad (8.6)$$

*Середні* осідання розраховують як середнє арифметичне із суми всіх осідань даної точки, тобто

$$\Delta H_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta H_i}{n}. \quad (8.7)$$

Швидкість осідання точки і прискорення знаходять за формулами

$$\mathcal{G}(\Delta H_i) = \frac{\Delta H_i}{\Delta t_i}, \quad w(\Delta H_i) = \frac{\mathcal{G}(\Delta H_i)}{\Delta t_i}, \quad (8.8)$$

де  $i$  – номер циклу спостереження;  $n$  – кількість значень осідань;  $i, i+1$  – номери поточного і попереднього циклів відповідно;  $\Delta t_i$  – проміжок часу спостережень, виражений у місяцях або роках.

Середню швидкість і прискорення осідання точки знаходять з виразів [8].

$$\mathcal{G}(\Delta H_i)_{cp} = \frac{\mathcal{G}(\Delta H_i)}{n}, \quad w(\Delta H_i)_{cp} = \frac{\mathcal{G}(\Delta H_i)}{n}. \quad (8.9)$$

Планові зміщення точки на споруді чи зсувному схилі по осях абсциси  $X$  та ординати  $Y$  між циклами обчислюють за формулами

$$\left. \begin{aligned} \Delta X_i &= X_{i+1} - X_i \\ \Delta Y_i &= Y_{i+1} - Y_i \end{aligned} \right\}. \quad (8.10)$$

Планове зміщення точки складе

$$\Delta S_i = \sqrt{\Delta X_i^2 + \Delta Y_i^2}, \quad (8.11)$$

просторове –

$$\Delta L_i = \sqrt{(X_{i+1} - X_i)^2 + (Y_{i+1} - Y_i)^2 + (H_{i+1} - H_i)^2} = \sqrt{\Delta X_i^2 + \Delta Y_i^2 + \Delta H_i^2}$$

або з урахуванням формули (7.12)

$$\Delta L_i = \sqrt{\Delta S_i^2 + \Delta H_i^2}, \quad (8.12)$$

де  $\Delta X_i, \Delta Y_i, \Delta H_i$  – зміщення зсувної точки за певний час у просторі;  $X_i, Y_i, H_i; X_{i+1}, Y_{i+1}, H_{i+1}$  – координати точки поточного і попереднього циклів.

Швидкість зміщення  $\mathcal{G}(\Delta S_i)$  і прискорення  $w(S_i)$  точки в плані розраховують за формулами

$$\mathcal{G}(\Delta S_i) = \frac{\Delta S_i}{\Delta t_i}, \quad w(\Delta S_i) = \frac{\mathcal{G}(\Delta S_i)}{\Delta t_i}. \quad (8.13)$$

Середня швидкість планового зміщення  $\vartheta(\Delta S_i)$  і прискорення  $w(S_i)$  тієї ж точки за той самий період часу  $\Delta t_i$  визначають з виразів

$$\vartheta(\Delta S_i)_{cp} = \frac{\vartheta(\Delta S_i)}{n}, \quad w(\Delta S_i)_{cp} = \frac{\vartheta(\Delta S_i)_{cp}}{n}, \quad (8.14)$$

де  $n$  – кількість значень зміщень.

Крім планових зміщень, осідань, середньої швидкості та прискорення важливо знати нахил і напрямок зміщення точки.

*Кут нахилу* вектора зміщення точки відносно горизонту обчислюють за формулою

$$\varphi_i = \arctg \frac{\Delta H_i}{\sqrt{\Delta X_i^2 + \Delta Y_i^2}} = \frac{\Delta H_i}{\Delta S_i}, \quad (8.15)$$

напрямок (дирекційний кут) вектора зміщення точки буде

$$\alpha_i = \arctg \frac{Y_{i+1} - Y_i}{X_{i+1} - X_i} = \frac{\Delta Y_i}{\Delta X_i}, \quad (8.16)$$

де  $\Delta X_i, \Delta Y_i, \Delta H_i$  – зміщення точки за певний час у просторі;  $i, i+1$  – номери циклів спостережень;  $X_i, Y_i, H_i; X_{i+1}, Y_{i+1}, H_{i+1}$  – координати точки попереднього і даного циклів.

Зміщення точок зсуву обчислюють відносно опорних знаків, розташовуваних поза зсувною ділянкою. Кількість знаків, у тому числі й опорних, визначається із забезпечення якісної схеми вимірів і виявлення всіх характеристик процесу, що відбуваються.

Спостереження за зсувами проводяться не рідше одного разу на рік. Періодичність коректується залежно від коливання швидкості руху зсуву: вона повинна збільшуватися в періоди активізації та зменшуватися в період затухання [8].

### Завдання для самостійного розв'язування

**Завдання 1.** Чому буде дорівнювати кут нахилу вектора зміщення точки, якщо величина вектора 25 мм, а величина осідання 5 мм?



**Завдання 2.** Чому буде дорівнювати середнє прискорення зміщення точки, якщо середня швидкість 6 мм/міс, період спостережень шість місяців?

**Завдання 3.** Чому дорівнює середньомісячна швидкість планового зміщення точки  $A$ , якщо вектор зміщення – 25 мм, період спостережень один рік?

**Завдання 4.** Обчислити з урахуванням формул (8.5 – 8.10) параметри осідання точки на зсувному схилі за вісім циклів спостережень (період циклу шість місяців). Результати обчислень занести до табл. 8.1. Відповідно до них побудувати графічні зображення осідання точки на даний період спостережень.

Приклад для обчислення параметрів змішень взято з [8].

Таблиця 8.1

Розрахунок параметрів осідань зсувної точки 27

Номер циклу	$H$ , м	$\Delta H_i$ , мм	$\sum_{i=1}^n \Delta H_i$ , мм	$\Delta H_{cp}$ , м	$g(\Delta H_i)$ , мм/міс	$w(\Delta H_i)$ , мм/міс <sup>2</sup>
Початковий	99.635					
1	99.634					
2	99.632					
3	99.629					
4	99.625					
5	99.620					
6	99.614					
7	99.607					
$\Sigma$						

**Завдання 5.** Обчислити з урахуванням формул (8.5 – 8.18) лінійні та кутові параметри планового зміщення точки на зсувному схилі за сім циклів спостережень (період циклу шість місяців). Результати обчислення занести до табл. 8.2. Відповідно до них побудувати графічні зображення планових змішень точки. Усі розрахунки рекомендується виконувати в програмі Microsoft Excel.

Таблиця 8.2

Розрахунок відносних планових зміщень зсувної точки 27

Номер циклу	$X, \text{ м}$	$Y, \text{ м}$	$\Delta X_{i-0}$ мм	$\Delta Y_{i-0}$ мм	$\Delta S_{i-0}$ мм	$\Delta L_i$ мм	$\vartheta(\Delta S_i)$ мм/ $\Delta t$	$w(\Delta S_i)$ мм/ $\Delta t^2$	$\alpha_{i,k}$ град	$\varphi_{i,k}$ град
Початковий	351.320	410.590								
1	351.311	410.588								
2	351.307	410.587								
3	351.305	410.585								
4	351.303	410.584								
5	351.302	410.582								
6	351.300	410.580								
7	351.299	410.578								
$\Sigma$										

### Питання для самоконтролю

1. Назвіть причини деформації споруд і поверхні схилів.
2. Види деформацій і організація геодезичних спостережень.
3. Методи спостережень за кренами споруд.
4. Як визначити швидкість осідання деякої точки А споруди?
5. Як визначити осідання всієї споруди?
6. Назвіть види горизонтальних деформацій і методи їх спостережень.
7. Де розташовують опорні пункти для спостережень за плановими зміщеннями споруд чи схилу?
8. Де розташовують марки осідання для визначення вертикальних зміщень окремих точок споруди чи схилу?
9. Дайте визначення напрямку вектора зміщень у горизонтальній і вертикальній площинах?
10. Як визначити повне зміщення точки А на споруді чи схилі?

*Після вивчення цього розділу студент повинний знати види і причини виникнення деформації, завдання, які розв'язуються при геодезичних спостереженнях деформацій. Уміти самостійно визначати величини деформацій споруд, розраховувати геометричні параметри зміщень протягом визначеного часу.*

## ВИСНОВКИ

**У даному навчальному посібнику розглянуто:**

– основні положення дисципліни, терміни, основні науково-технічні завдання, а також те, як уміти використовувати геодезію в поєднанні з іншими дисциплінами;

– інженерні вишукування для вивчення природних і економічних умов району майбутнього будівництва, встановлення взаємозв'язку об'єктів будівництва з навколишнім середовищем, обґрунтування їх інженерного захисту та безпеки умов життя людей;

– види опорних геодезичних мереж, які є вихідними для побудови геодезичної основи, проведення топографічних знімачь, винесення в натуру проектів, спостережень за деформаціями наземних об'єктів та ін.;

– приклади обчислення необхідної точності лінійних і кутових вимірювань для полігонометрії;

– методи побудови інженерно-геодезичних мереж згущення та їх оцінка точності;

– геодезичні розмічувальні роботи для визначення на місцевості положення осей, деталей та взаємного розташування об'єктів будівництва як у плані, так і по висоті;

– допуски в будівництві, способи винесення в натуру геометричних елементів проекту й оцінка точності їх положення;

– загальна технологія геодезичних розмічувальних робіт та виконання спеціальної геодезичної підготовки проектів;

– розрахунок точності геометричних параметрів будівельних конструкцій;

– геодезичні розмічувальні роботи при підземному будівництві;

– геодезичний контроль при встановленні й вивірненні будівельних конструкцій та технологічного обладнання;

– способи визначення планового, висотного й вертикального положення елементів конструкцій та технологічного обладнання за допомогою геодезичних вимірювань різними методами та приладами;

– спостереження деформації геодезичними методами земної поверхні й об'єктів, розташованих на ній для прийняття своєчасних профілактичних заходів, які створюватимуть безпечні умови для їх експлуатації;

- визначення величин та причин виникнення деформацій;
- завдання та організація геодезичних спостережень за кренами, тріщинами та зсувами;
- приклади розв'язування задач.

**На підставі матеріалу навчального посібника студент повинен уміти:**

- визначати види інженерних вишукувань при проектуванні будівель і лінійних споруд залежно від їх розмірів та призначення;
- складати проект опорних інженерно-геодезичних мереж, оцінювати точність того або іншого елемента мережі стосовно методу побудови і вибирати методику й прилади для вимірювань;
- виконувати геодезичну прив'язку проекту відносно пунктів геодезичної основи згідно з нормативними вимогами;
- складати розмічувальні креслення для винесення в натуру головних й основних осей будівель та споруд;
- розраховувати точність геометричних параметрів будівельних конструкцій;
- визначати допуски на основні дефекти елементів будівельних конструкцій при їх виготовленні;
- визначати допуски геодезичних розмічувальних і будівельно-монтажних робіт;
- використовуючи розміри та види будівельних конструкцій, уміти розраховувати розмірні ланцюги прямим та оберненим способами;
- визначати допуски на виготовлення конструкцій, розмічувальні та монтажні роботи;
- застосовувати вимоги до точності геодезичних робіт при встановленні будівельних конструкцій і технологічного обладнання;
- визначати величини деформацій земної поверхні та споруд, що знаходяться на ній, розраховувати геометричні параметри зміщень протягом визначеного часу.

*Сформульовані вище навчальні цілі дають об'єктивну можливість однозначно визначити ступінь досягнення їх як при самоконтролю, так і при зовнішньому контролю засвоєння навчального матеріалу.*

## СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Баран П.І. Інженерна геодезія: монографія / П.І. Баран. – К.: ПАТ «ВІПОЛ», 2012. – 618 с.
2. Батраков Ю.Г. Геодезические сети сгущения / Ю.Г. Батраков. – Москва.: Недра, 1987. – 255 с.
3. Видуев Н.Г. Инженерные изыскания / Н.Г. Видуев, Ю.В. Полищук. – Київ.: Вища школа, 1979. – 267 с.
4. Войтенко С.П. Інженерна геодезія: підручник / С.П. Войтенко. – 2-ге вид., випр. і допов. – Київ.: Знання, 2012. – 574 с.
5. ДБН А.2.1-1. Інженерні вишукування для будівництва. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. – 72 с.
6. ДБН В.1.3-2. Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві. – Київ.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 69 с.
7. ДСТУ-Н Б В.13-1. Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів. Настанова. – Київ.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 122 с.
8. Зуска А.В. Кинематическая модель оползневых склонов: монография / А.В. Зуска; М-во образования и науки Украины; Нац. горн. ун-т. – Днепропетровск.: НГУ, 2014. – 140 с.
9. Інструкція з топографічного знімання у масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500 (ГКНТА 2.04-02-98). – Київ., 1999. – 155 с.
10. Инструкция по нивелированию I, II, III, и IV классов – Москва.: Недра, 1990. – 176 с.
11. Ключин Е.Б. Инженерная геодезия: учеб. для вузов / Е.Б. Ключин, М.И. Киселев, Д.Ш. Мехелев, В.Д. Фельдман ; под. общ. ред. Д.Ш. Мехелева. – М.: Высшая школа, 2000. – 464 с.
12. Левчук Г.П. Прикладная геодезия. / Г.П. Левчук, В. Е. Новак, В.Г. Конусов. – Москва.: Недра, 1981. – 438 с.
13. Левчук Г.П. Курс инженерной геодезии. Геодезические работы при изысканиях и строительстве транспортных и промышленных сооружений. / Г.П. Левчук. – Москва.: Недра, 1970. – 408 с.
14. Лебедев Н.Н. Курс инженерной геодезии. Геодезические работы при проектировании и строительстве городов и тоннелей / Н.Н. Лебедев. – 2-е изд. – Москва.: Недра, 1974. – 360 с.
15. Справочное пособие по прикладной геодезии под ред. В.Д. Большакова. – Москва.: Недра, 1987. – 543 с.

## ПРЕДМЕТНИЙ ПОКАЖЧИК

- Алінометр 163  
Автоколімація 167  
Автоколімаційний спосіб 165, 167  
Аналітичний спосіб підготовки проекту 133  
Бокове нівелювання 119, 176  
Визначення площ земельних ділянок 180  
– аналітичний 180  
– графічний 180  
– механічний 181  
Вертикальні зміщення 192  
Вертикальне проектування 197  
Виконавче геодезичне знімання 147  
Винесення у натуру проектного кута 98  
– довжини лінії 100  
– висоти 101, 104  
– ухилу 102 103  
– площини 103, 104  
Випередження кілець 145  
Висотні опорні мережі 15, 55  
Вихідна точність 28  
Геодезична будівельна сітка 78  
Геодезична розмічувальна мережа 77  
Геодезичні розмічувальні роботи 91  
Геодезична підготовка проекту 96, 132  
Геометрична основа проекту 65  
Геометричні параметри будівель 148  
Гідронівелювання 171  
Гідромеханічне нівелювання 171  
Гідродинамічне нівелювання 171  
Гідростатичне нівелювання 171, 172  
Глибинні ґрунтові репери 88  
Головні й основні осі споруд 92  
Головні точки кругової кривої 89  
Горизонтальні зміщення 192  
Детальне розмічування 93  
Державний земельний кадастр 177  
Детальне розмічування кругових кривих 90  
– продовжених хорд 127  
Детальне розмічування будівельної сітки 79  
– осьовий спосіб 79  
– спосіб редукування 82  
Деформація 191  
Дифракційний спосіб 168  
Знімальна геодезична мережа 76  
Індикаторний спосіб 173  
Інженерні вишукування 11  
– інженерно-геодезичні 11  
– інженерно-геологічні 12  
– гідрометеорологічні 12  
– інженерно-метеорологічні 12  
Колійний репер 145  
Коліматорний спосіб 164  
Крен 196  
Крутіня 196  
Марка осідання 130  
Мережі трилатерації 46, 51  
Методи побудови інженерно-геодезичних мереж 44  
– GPS-метод 44  
– триангуляції 46  
– трилатерації 51  
– лінійно-кутові 57  
– полігонометрії 63  
Мікронівелір 170  
Мікронівелювання 170  
Монтаж будівельних конструкцій 147  
– технологічного обладнання 147  
Нівелірні знаки 87  
Норми точності розмічувальних робіт 94  
Опорні геодезичні мережі 23, 26  
– планові 25  
– нівелірні 27  
Опорна нівелірна розмічувальна мережа 83  
– променевий спосіб 168  
Осідання 192, 193  
– середнє осідання 193

- прямокутних координат 124
- Детальність плану 14
- Основні елементи кругових кривих 122
- Оцінка точності проектів мереж 27
  - триангуляції 49, 50
  - лінійно-кутової мережі 57
  - полігонометрії 64
- Передача проектних висот на дно котловану 74
- Планові розрядні інженерно-геодезичні мережі 44
- Повнота плану 14
- Похибка власне розмічувальних робіт 106
- Прив'язка проекту 135
- Природні фактори 193
- Проектні геометричні елементи 92
- Проект виконання геодезичних робіт 138
- Пряме візування 163
- Редукування сітки 82
- Розмічування головних точок кривих 122
- Розмічувальне креслення 137
- Розмічувальні роботи 100
- Розмірний ланцюг 153
- Середнє осідання 193
- Середня швидкість осідань 193
- Способи винесення в природу проектних елементів 106
  - полярних координат 107
  - прямої кутової засічки 110
  - створно-лінійної засічки 113, 115
  - прямокутних координат 115
  - лінійної засічки 117
  - бокового нівелювання 119
- Основні осі 65
- Основні розмічувальні роботи 139
- Способи вивірення прямолінійності
  - коліматорний спосіб 164
  - автоколімаційний 166
  - дифракційний 167
- Способи встановлення конструкцій та обладнання по вертикалі 172
  - висків 172
  - проектування похилим променем 173, 174
  - оптичної вертикалі 176
  - бокового нівелювання 119, 176
- Способи геодезичної підготовки проекту 96
  - аналітичний 96, 101
  - графічний 96, 97
  - графоаналітичний 96
- Способи планової установки конструкцій і обладнання 160
  - струнний 160
  - струнно-оптичний 162
  - оптичний 163
  - прямого візування 163
  - послідовних створів 163
- Спостереження за:
  - зсувами 196
  - кренами 194
  - тріщинами 196
- Стінні знаки 87
- Стінні марки 88
- Технологічна вісь 107, 111
- Техногенні фактори 193
- Точність висотної основи 31
- Точність геометричних параметрів 94
- Точність будівельних і монтажних робіт 152
- Точність плану 13
- Точність розмічування головних і основних осей 96
- Траса 17
- Трасування 19
  - камеральне 19
  - польове 19
- Фундаментальний репер 88
- Цифрова модель місцевості (ЦММ) 20
  - рельєфу (ЦМР) 20
  - ситуації (ЦМС) 20

*Навчальне видання*

*Зуска Ада Василівна*

***ІНЖЕНЕРНА ГЕОДЕЗІЯ***  
*Навчальний посібник*

*Редактор Ю.В. Рачковська*

*Підписано до друку \_\_\_\_\_. Формат 30x42/4.  
Папір офсетний. Ризографія. Ум. друк. арк. 8,7.  
Обл.- Вид. арк. 8,70. Тираж 30 пр. Зам. №*

*Підготовлено до друку та видруковано  
у Державному ВНЗ “Національний гірничий університет”.  
Свідоцтво про внесення до Державного реєстру ДК № 1842 від  
11.06.2004.*

*49005, м. Дніпро, просп. Д. Яворницького, 19.*