

Міністерство освіти і науки України  
Національний університет «Чернігівська політехніка»

С. П. Войтенко, Р. В. Шульц, О. М. Самойленко,  
О. В. Адаменко, О. І. Терещук, В. С. Староверов, О. Й. Кузьмич

# ІНЖЕНЕРНА ГЕОДЕЗІЯ

ПІДРУЧНИК

За редакцією доктора технічних наук,  
професора С. П. Войтенка

*для студентів спеціальності 193  
«Геодезія та землеустрій»  
закладів вищої освіти України*

**ЧЕРНІГІВ – 2022**

УДК 528(075.8)

I-62

*Затверджено вченою радою  
Національного університету «Чернігівська політехніка».  
Протокол № 2 від 24.01.2022 р.*

**Колектив авторів:**

С. П. Войтенко (розділи 1-9), Р. В. Шульц (розділи 2,3,6,9), О. М. Самойленко (розділ 10),  
О. В. Адаменко (розділ 10), О. І. Терещук (розділи 5,7,11), В. С. Староверов (розділ 4),  
О. Й. Кузьмич (розділи 6,11)

**Рецензенти:**

І. С. Тревого, доктор технічних наук, професор  
О. І. Мороз, доктор технічних наук, професор, Заслужений діяч науки  
і техніки України

**Інженерна геодезія** : підручник / за ред. проф. С. П. Войтенка. –  
I-62 Чернігів : НУ «Чернігівська політехніка», 2022. – 700 с.

ISBN 978-617-7932-30-6

У підручнику містяться теоретичні та практичні положення з виконання інженерно-геодезичних робіт при вишукуваннях, проектуванні, зведенні та експлуатації будинків та інженерних споруд, сучасні методи створення інженерно-геодезичних мереж, технологія інженерно-геодезичних розмічувальних робіт, геодезичне забезпечення монтажу елементів будівельних конструкцій, технологія інженерно-геодезичних робіт при зведенні та дослідженні деформацій будинків і споруд.

Широко представлено особливості використання сучасних електронних, лазерних та супутникових приладів і технологію їх застосування при виконанні інженерно-геодезичних робіт.

Для студентів, які вивчають курс інженерної геодезії за спеціальністю «Геодезія та землеустрій», аспірантів і викладачів закладів вищої освіти. Буде корисною науковцям та інженерам-геодезистам і землевпорядникам при виконанні інженерно-геодезичних робіт.

**УДК 528(075.8)**

ISBN 978-617-7932-30-6

© Національний університет  
«Чернігівська політехніка», 2022

Світлої пам'яті засновників та вчених Київської школи  
**інженерної геодезії ім. проф. М. Г. Відуєва:**

д.т.н., проф. М. Г. Відуєва

к.т.н., доц. В. А. Крумеліса

д.т.н., проф. В. М. Сердюкова

к.т.н., доц. П. Г. Шевердіна

к.т.н., доц. В. В. Веревичева

д.т.н., проф. Ю. В. Поліщука

д.т.н., проф. Т. Т. Чмчяна

д.т.н., проф. М. О. Володіна

к.т.н., проф. Д. Н. Кавунця

к.т.н., доц. М. Т. Ковтуна

к.т.н., доц. Ю. К. Ляценка

к.т.н., доц. І. М. Кислого

доц. В. В. Подрезана

доц. Г. С. Кондри

доц. В. П. Гржибовського

доц. Є. Г. Лапса



## ЗМІСТ

Передмова .....	13
<b>Розділ 1. Загальні відомості.....</b>	<b>16</b>
§1.1. Предмет і завдання курсу інженерної геодезії .....	16
§1.2. Історичні відомості про розвиток інженерної геодезії .....	17
§1.3. Види та зміст інженерно-геодезичних робіт.....	22
§1.4. Прилади для виконання інженерно-геодезичних робіт .....	29
<b>Розділ 2. Інженерно-геодезичні опорні мережі .....</b>	<b>54</b>
§2.1. Призначення та основні принципи побудови опорних інженерно-геодезичних мереж .....	54
§2.2. Системи координат в інженерній геодезії. Перехід від державної до будівельної системи координат будівництва .....	57
§2.3. Вибір поверхні відносності при побудові інженерно-геодезичних мереж.....	62
§2.4. Розрахунок кількості стадій побудови інженерно-геодезичної мережі .....	67
§2.5. Загальний підхід до виконання попереднього розрахунку точності при проектуванні геодезичних мереж.....	74
§2.6. Планові опорні інженерно-геодезичні мережі. Призначення та види планових мереж .....	80
§2.7. Проектування та розрахунок точності планових опорних інженерно-геодезичних мереж .....	89
2.7.1. Мережі триангуляції та трілатерації .....	89
2.7.2. Мережі полігонометрії .....	98
2.7.3. Лінійно-кутові геодезичні мережі .....	103
2.7.4. Планові геодезичні GNSS мережі .....	106
2.7.5. Геодезичні засічки.....	116
§2.8. Висотні інженерно-геодезичні мережі. Призначення, види та попередній розрахунок точності .....	124

§2.9. Методика створення висотних інженерно-геодезичних мереж.....	132
2.9.1. Мережі геометричного нівелювання .....	132
2.9.2. Мережі тригонометричного нівелювання.....	136
2.9.3. Висотні мережі ГНСС-нівелювання .....	140
§2.10. Проектування та розрахунок точності просторових інженерно-геодезичних мереж.....	144
2.10.1. Проектування та розрахунок точності просторових лінійно-кутових інженерно-геодезичних мереж .....	144
2.10.2. Супутниковий метод створення інженерно-геодезичних мереж .....	151
§2.11. Особливості закріплення пунктів інженерно-геодезичних, планових та висотних мереж.....	157
<b>Розділ 3. Інженерно-геодезичні вишукування</b> .....	162
§3.1. Проектування інженерних споруд.....	162
3.1.1. Стадії проектування інженерних споруд .....	162
3.1.2. Склад і зміст проектів зведення інженерних споруд....	165
3.1.3. Нормативні документи для виконання проектних робіт в будівництві .....	169
3.1.4. Вимоги до вибору майданчика під будівництво .....	173
§3.2. Види інженерних вишукувань для будівництва .....	175
§3.3. Інженерно-геодезичні вишукування .....	181
3.3.1. Склад інженерно-геодезичних вишукувань. Призначення топографічних планів .....	181
3.3.2. Загальні принципи створення планово-висотної основи для інженерно-геодезичних вишукувань .....	188
3.3.3. Види та методи великомасштабного топографічного знімання .....	191
3.3.4. Великомасштабне топографічне знімання промислових майданчиків та забудованих територій.....	203
3.3.5. Знімання підземних комунікацій .....	206

§3.4. Геодезичне забезпечення інженерно-геологічних вишукувань .....	217
§3.5. Геодезичне забезпечення інженерно-гідрологічних вишукувань .....	221
<b>Розділ 4. Геодезичні розмічувальні роботи .....</b>	<b>234</b>
§4.1. Завдання та зміст геодезичних розмічувальних робіт .....	234
§4.2. Геодезична планова та висотна основа інженерно-геодезичних розмічувальних робіт .....	237
§4.3. Класифікація осей будинків і споруд .....	242
§4.4. Геодезична будівельна сітка .....	247
§4.5. Система забезпечення геометричних параметрів у будівництві.....	257
§4.6. Теорія розмірних ланцюгів .....	269
§4.7. Методи розрахунку точності розмірних ланцюгів.....	271
§4.8. Геодезична підготовка проектів інженерних споруд.....	280
§4.9. Складання розмічувальних креслень.....	292
§4.10. Розроблення проекту вертикального планування будівельних майданчиків .....	295
<b>Розділ 5. Технологія інженерно-геодезичних розмічувальних робіт .....</b>	<b>305</b>
§5.1. Вимоги до точності виконання геодезичних розмічувальних робіт .....	305
§5.2. Елементи геодезичних розмічувальних робіт .....	309
5.2.1. Побудова проектного горизонтального кута .....	309
5.2.2. Побудова проектної довжини лінії .....	313
5.2.3. Розмічування точок за проектною висотою.....	316
§5.3. Способи геодезичних розмічувальних робіт .....	320
5.3.1. Спосіб прямокутних координат .....	320
5.3.2. Спосіб полярних координат.....	323
5.3.3. Спосіб прямої кутової засічки .....	326

5.3.4. Спосіб лінійної засічки .....	330
5.3.5. Спосіб створної засічки .....	332
5.3.6. Спосіб проектного полігону .....	336
5.3.7. Спосіб редукування .....	338
5.3.8. Спосіб розмічування ГНСС .....	343
§5.4. Спосіб вільної станції.....	344
§5.5. Розмічування лінії та площини проектного ухилу .....	348

**Розділ 6. Технологія розмічування криволінійних елементів споруд.....** 356

§6.1. Основні параметри криволінійних елементів споруд .....	356
§6.2. Способи розмічування криволінійних елементів споруд ...	359
6.2.1. Спосіб прямокутних координат .....	360
6.2.2. Спосіб полярних координат .....	362
6.2.3. Спосіб продовжених хорд.....	364
6.2.4. Спосіб трьох точок та вписаного багатокутника .....	365
6.2.5. Розмічування вертикальних кривих .....	368
§6.3. Розмічування колових і еліптичних елементів .....	370
§6.4. Розмічування криволінійних елементів способом вільної станції та ГНСС .....	373
§6.5. Розмічування просторових криволінійних поверхонь .....	377
6.5.1. Види просторових криволінійних поверхонь.....	378
6.5.2. Розмічування просторових криволінійних поверхонь.....	383

**Розділ 7. Геодезичні роботи при монтажі елементів будівельних конструкцій.....** 389

§7.1. Завдання та зміст геодезичних робіт .....	389
§7.2. Монтаж і вивірка елементів конструкцій у плані .....	392
7.2.1. Спосіб оптичного візування .....	393
7.2.2. Струнний спосіб .....	399



§7.3. Встановлення і вивірення елементів конструкцій за висотою .....	402
7.3.1. Спосіб геометричного нівелювання.....	403
7.3.2. Спосіб тригонометричного нівелювання .....	410
§7.4. Встановлення і вивірення елементів конструкцій за вертикаллю.....	411
7.4.1. Застосування будівельних рівнів та висків .....	411
7.4.2. Проектування колімаційною площиною .....	414
7.4.3. Спосіб оптичної вертикалі .....	417
7.4.4. Спосіб бокового нівелювання.....	420

<b>Розділ 8. Технологія інженерно-геодезичних робіт при зведенні будинків і споруд.....</b>	<b>424</b>
§8.1. Організація виконання інженерно-геодезичних робіт.....	424
§8.2. Розмічування і закріплення осей будинків і споруд .....	430
§8.3. Побудова обноски і винесення на обноску осей .....	436
§8.4. Геодезичні роботи при влаштуванні котлованів .....	442
§8.5. Геодезичні роботи при монтажі фундаментів .....	448
§8.6. Геодезична підготовка монтажних горизонтів.....	456
§8.7. Геодезичні роботи при зведенні житлових і громадських будинків.....	468
§8.8. Геодезичні роботи при зведенні будинків з монолітних каркасів.....	476
§8.9. Геодезичні роботи при зведенні монолітних будинків і споруд.....	481
§8.10. Геодезичні роботи при зведенні цегляних будинків і споруд.....	487
§8.11. Геодезичні роботи при монтажі промислових споруд .....	491
§8.12. Геодезичні роботи при будівництві підземних інженерних мереж.....	497
§8.13. Геодезичні роботи при вертикальному плануванні місцевості.....	500

§8.14. Виконавчі знімання .....	507
8.14.1. Мета, види та методи виконавчих знімачь .....	507
8.14.2. Поточні виконавчі знімання .....	509
8.14.3. Остаточні виконавчі знімання .....	521

**Розділ 9. Геодезичні спостереження за деформаціями інженерних споруд**..... 525

§9.1. Види деформацій та причини їх виникнення .....	525
§9.2. Організація спостережень за деформаціями основ і фундаментів.....	529
§9.3. Геодезичні спостереження за підйомом дна котлована .....	532
§9.4. Точність та періодичність вимірювання деформацій.....	536
§9.5. Планова та висотна основа дослідження деформацій споруд.....	544
9.5.1. Проектування мережі та закріплення пунктів .....	544
9.5.2. Досліження стабільності опорних реперів висотної основи.....	550
9.5.3. Оцінка стійкості планових опорних пунктів .....	555
§9.6. Розміщення планових та висотних опорних марок .....	558
§9.7. Вимірювання осідань інженерних споруд .....	564
§9.8. Вимірювання горизонтальних зміщень споруд .....	575
§9.9. Спостереження за кренами, тріщинами та зсувами.....	584
§9.10. Математичне оброблення результатів спостережень.....	601
§9.11. Технологія визначення деформацій споруд автоматизованими системами геодезичного моніторингу .....	614

**Розділ 10. Метрологічне забезпечення геодезичних робіт**..... 620

Вступ .....	620
§10.1. Визначення параметрів будівель і споруд і території забудови .....	621
§10.2. Категорії законодавчого регулювання вимірювальної техніки.....	625

§10.3. Класи точності нівелірів, приладів вертикального проектування та нівелірних рейок .....	626
§10.4. Зв'язок класів точності теодолітів і тахеометрів з точностними параметрами планових геодезичних мереж .....	631
10.4.1. Загальні положення.....	631
10.4.2. Класи точності кутомірної частини геодезичних приладів та їх зв'язок в вимогами до точності побудови ДГМ, ГМЗ та ЗГМ.....	633
10.4.3. Класи точності віддалемірної частини тахеометрів і ГНСС-приймачів та їх зв'язок з вимогами до точності побудови ДГМ, ГМЗ та ЗГМ.....	634
§10.5. Технічні та юридичні аспекти калібрування .....	637
§10.6. Оцінка відповідності дає «зелене світло» для нової продукції, що надходить на ринок України .....	641
§10.7. Засоби метрологічного забезпечення геодезичних робіт .....	645
10.7.1. Еталонне обладнання для метрологічного забезпечення кутових вимірювань .....	645
10.7.2. Еталонне обладнання для метрологічного забезпечення вимірювань довжини.....	649
10.7.3. Еталонне обладнання для калібрування сканерів та трекерів.....	650
§10.8. Польова перевірка технічного стану та юстування сучасних геодезичних приладів .....	652
10.8.1. Загальні рекомендації щодо перевірки технічного стану та юстування сучасних геодезичних приладів .....	652
10.8.2. Перевірка технічного стану та юстування сучасних електронних тахеометрів .....	654
10.8.3. Перевірка технічного стану та юстування оптико-механічних та цифрових нівелірів.....	664
10.8.4. Перевірка технічного стану нівелірних рейок .....	670
10.8.5. Перевірка технічного стану приймачів глобальних навігаційних супутникових систем .....	672

<b>Розділ 11. Організація інженерно-геодезичних робіт .....</b>	<b>675</b>
§11.1. Інженерно-геодезичні служби будівельної галузі .....	675
§11.2. Організація геодезичних робіт в будівельно-монтажному виробництві .....	678
§11.3. Техніка безпеки та охорона праці при виконанні інженерно-геодезичних робіт .....	.683
<b>Література .....</b>	<b>687</b>

## ПЕРЕДМОВА

Високий рівень індустріалізації будівельного виробництва підвищує вимоги до геодезичного забезпечення всього комплексу вишукування, проектування, зведення та експлуатації інженерних споруд та монтажу технологічного устаткування.

При зведенні інженерних споруд виконується широкий спектр геодезичних робіт по забезпеченню їх геометричних параметрів у відповідності до проекту, монтаж та наладка технологічного устаткування, визначення відхилень геометричних параметрів зведеної споруди від проектних, дослідження деформацій споруди та її частин в процесі експлуатації і реконструкції.

*Інженерна геодезія вивчає методи виконання інженерно-геодезичних робіт при вишукуванні, проектуванні, зведенні та експлуатації інженерних споруд і технологічного устаткування.*

Інженерна геодезія має свої відмінності відносно методів та точності виконання геодезичних робіт при зведенні інженерних споруд та монтажі технологічного устаткування. Вона використовує як традиційні методи виконання топографо-геодезичних робіт, так і спеціальні високоточні методи, вимагає розробки та застосування оригінальних методик та геодезичних приладів.

Інженерні споруди безперервно модернізуються, постійно зростають вимоги до точності дотримання їхніх геометричних параметрів, ускладнюються прилади та методи виконання інженерно-геодезичних робіт. Це вимагає високої кваліфікації інженерів-геодезистів, володіння сучасними геодезичними методами та приладами для високоточних вимірювань. Інженер-геодезист повинен добре володіти розробкою проектів виконання геодезичних робіт для зведення споруд, монтажу технологічного устаткування та дослідженні їх деформацій.

Підручник розраховано для студентів спеціальності «Геодезія та землеустрій» вузів України при вивченні курсу «Інженерна геодезія». Методично підручник складається із двох частин.

В першій частині на освітньо-кваліфікаційному рівні “Бакалавр” студенти вивчають спеціальні інженерно-геодезичні мережі, вишукування інженерних споруд, інженерно-геодезичні розмічувальні роботи, геодезичне забезпечення зведення будинків та споруд і монтажі технологічного устаткування, методи спостережень за деформаціями інженерних споруд.

На освітньо-кваліфікаційному рівні “Магістр” студенти геодезичних спеціальностей вивчають методи виконання інженерно-геодезичних робіт при вишукуваннях та будівництві лінійних споруд, аеропортів, мостових переходів, гідротехнічних споруд, аеропортів, атомних електростанцій, при плануванні та забудові міських територій, в тунелебудуванні, при зведенні промислових споруд, виконанні високоточних інженерно-геодезичних вимірювань при зведенні унікальних споруд та монтажі технологічного устаткування.

При викладені матеріалу широко висвітленні сучасні технології виконання інженерно-геодезичних робіт з використанням високоефективних електронних та лазерних приладів, супутникових технологій та ін.

Авторами шляхом сумісних дискусій розроблено програму підручника. Підготовка тексту виконувалась колегіально шляхом взаємних консультацій.

В тексті використані як існуючі технології виконання інженерно-геодезичних робіт в будівельній галузі, так і запропоновані нові методи, що базуються на використанні сучасних електронних геодезичних приладів та супутникових технологій. Використанні загально вживані формули та рисунки, що містяться в приведеному списку літератури та інтернет-ресурсах.

Підручник підготовлено для студентів спеціальності “Геодезія та землеустрій”. Може бути корисним для викладачів, аспірантів, науковців та виробничників інженерно-будівельної галузі.

Підручник не претендує на вичерпний розгляд проблем з інженерної геодезії. Автори ставили за мету в достатньому обсязі на рівні сучасних технологій і приладів дати необхідні знання для розв'язання широкого спектра наукових та прикладних завдань з інженерної геодезії.

Курс інженерної геодезії базується на теоретичних та практичних положеннях геодезії, вищої геодезії, фотограмметрії, математичного оброблення геодезичних вимірювань, пов'язаний з гравіметриєю, картографією, супутниковою геодезією, геологією, гідрологією, будівельною механікою та ін.

Подальший розвиток інженерної геодезії повинен базуватись на застосуванні новітніх досягнень науки і техніки, автоматизації геодезичних вимірювань, впровадженні супутникових технологій і сучасних електронних і лазерних приладів.

Автори будуть вдячні за зауваження та пропозиції стосовно поліпшення наступних видань підручника.

Наша адреса: 14035, м. Чернігів, вул. Шевченка, 95, навчально-науковий інститут архітектури, дизайну та геодезії Національного університету «Чернігівська політехніка».

E-mail: [ibfdek@ukr.net](mailto:ibfdek@ukr.net).

## РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ

### § 1.1. Предмет і завдання курсу інженерної геодезії

*Інженерна геодезія* вивчає технології та методи виконання геодезичних робіт при вишукуванні, проектуванні, зведенні та експлуатації інженерних споруд і технологічного устаткування.

*Інженерно-геодезичні роботи* є складовою технологічних процесів виконання будівельних робіт і монтажу технологічного устаткування. Методи вимірювань, математичного оброблення їх результатів та прилади подібні до прийнятих в геодезії. Разом з тим при виконанні будівельно-монтажних робіт, визначенні деформацій конструкцій інженерних споруд, монтажі і експлуатації складного технологічного устаткування застосовують спеціальні високоточні методи і прилади геодезичних вимірювань.

Основними видами інженерно-геодезичних робіт є:

- топографо-геодезичні вишукування;
- інженерно-геодезичне проектування;
- інженерно-геодезичне забезпечення будівельно-монтажних робіт;
- інженерно-геодезичне забезпечення монтажу технологічного устаткування;
- дослідження деформацій інженерних споруд і технологічного устаткування.

Науково-технічними завданнями інженерної геодезії є:

1) розроблення теорії і практики інженерно-геодезичних вимірювань та впровадження сучасних досягнень науки і техніки при виконанні інженерно-геодезичних вимірювань;

2) побудова спеціальних високоточних інженерно-геодезичних мереж, вдосконалення методики виконання розмічувальних робіт, виконавчого знімання, дослідженні деформацій конструкцій споруд і технологічного устаткування;



3) розроблення найбільш ефективних методів для вишукування, розмічування і вивірки елементів конструкцій споруд і технологічного устаткування;

4) розроблення технології і методів застосування сучасних електронних, лазерних приладів, приладів метрологічної точності, технічних вимірювань, GNSS-технологій для виконання інженерно-геодезичних робіт при зведенні та експлуатації інженерних споруд і монтажі технологічного устаткування;

Інженер-геодезист на виробництві повинен володіти не тільки спеціалізованими знаннями, а й розуміти і вміти застосовувати останні досягнення науки і техніки з інших галузей. Сучасна інженерна геодезія окрім знань суто геодезичної галузі використовує знання у сфері засобів комунікації (інтернет, мобільний зв'язок), комп'ютерних технологій (обчислювальні програмні комплекси, системи автоматизованого проектування) та економіки (кошторисна справа, організація праці). Фахівець, що володіє такими комплексними знаннями стає невід'ємною частиною процесу будівельного виробництва та його активним учасником.

## ***§ 1.2. Історичні відомості про розвиток інженерної геодезії***

Геодезія як одна із стародавніх наук виникла у зв'язку з практичними потребами людства при вирішенні різноманітних господарських і інженерних завдань.

В стародавні часи знання з геодезії в першу чергу використовувались людством при зведенні унікальних споруд, які і сьогодні вражають нас інженерними рішеннями та грандіозністю виконання. Вони свідчать про високий рівень виконання геодезичних робіт того часу. Зведення каналів, палаців, пірамід у Єгипті, Америці та Китаї, стародавніх міст в Індії, Месопотамії, зрошувальних систем в Японії та Африці вимагало глибоких знань з геодезії та технології виконання геодезичних вимірювань.

При розгляді геодезії в історичному контексті, найдавнішим її застосування можна вважати приклад встановлення меж земельних ділянок та застосування аналогу гідростатичного нівелювання при будівництві пірамід у Стародавньому Єгипті. Ці завдання очевидно є першим історично відомим фактом застосування методів саме інженерної геодезії. На зміну Стародавньому Єгипту прийшла цивілізація Стародавнього Риму. Загалом відомо, що візитними картками Стародавнього Риму були розгалужена мережа доріг та акведуки. Зведення таких споруд вимагало від римських інженерів вирішення таких завдань, як винесення в натуру ліній заданого напрямку та ухилу. Римлянам належить і перший досвід у розробленні цілого класу геодезичних приладів за допомогою яких можна було вирішувати прикладні завдання. Такими приладами були: грома – прилад для встановлення об'єктів у створі лінії; хоробат – аналог будівельного рівня; одометр – прилад для вимірювання відстаней; діоптра – прилад для вимірювання вертикальних і горизонтальних кутів; децемпеда – дерев'яна рейка фіксованої довжини з металевими фіксаторами на кінцях, застосовувалась для вимірювання відстаней. Вражає той факт, що принципи закладені в основу цих приладів реалізовані у більшості сучасних геодезичних приладів. Із падінням Римської Імперії в геодезії загалом, як і в інших технічних і природничих науках, настав період занепаду.

Становлення класичної геодезії слід віднести до Епохи Відродження, яка пов'язана із Епохою Великих географічних відкриттів. Адже саме тоді стало життєвою необхідністю знати геометрію земної кулі та визначати орієнтування у просторі. Незважаючи на те, що вже у той час в Європі відбувалося будівництво масштабних споруд, прикладами яких у першу чергу були релігійні споруди, справжніх зрушень у сфері прикладного (інженерного) застосування геодезії не відбувалося. Окремі випадки чудових інженерних рішень звичайно були. Чого варта

хоча б система спостережень за креном собору Санта-Марія-дель-Фйоре у Флоренції (збудовано у 1420-1436 рр.), запропонована і реалізована видатним архітектором Філіппо Брунеллескі. Проте такі виключення лише підтверджували загальну тенденцію – інженерної геодезії, як окремої науки або хоча б дисципліни, якої у той час не існувало.

Справжнім поштовхом до появи інженерної геодезії стала науково-технічна революція, а саме її складова – промислова революція, що розпочалася на межі XVIII-XIX ст. у Великобританії. Однією з важливих складових промислової революції були зміни у системі транспорту. І не дивно, що першими сучасними інженерами-геодезистами були інженери шляхів сполучення, до завдань яких входили вишукування та супровід будівництва доріг, залізниць, мостів, захисних споруд та ін. Цікаво відмітити аналогію із Стародавнім Римом, де успіхи застосування методів інженерної геодезії також пов'язані із транспортним будівництвом. У XVIII-XIX ст. виконувався великий обсяг інженерно-геодезичних робіт при будівництві автошляхів та залізниць, зведені тунелів і судноплавних каналів. Це вимагало удосконалення технологій при виконанні вишукувальних робіт та зведені інженерних споруд. Таким чином з початку XIX сторіччя інженерна геодезія розпочала розвиватись, як окрема технічна дисципліна. Вдосконалення засобів будівництва, конструкцій інженерних споруд незмінно приводило до удосконалення технології виконання інженерно-геодезичних робіт.

Розквіт інженерної геодезії розпочався із середини XX сторіччя і збігається з початком космічної ери. Початок космічної ери співпадає із моментом відносно мирного часу на планеті, що надало більшого поштовху саме цивільному технічному прогресу. Після закінчення Другої Світової Війни в світі розпочинається масштабне будівництво промислових та цивільних об'єктів і споруд, відкриття та освоєння нових родовищ корисних копалин. З розвитком капіталістичних способів виробництва у розвинених країнах світу

виникла потреба в зведенні великої кількості промислових споруд, монтажі високоточного унікального технологічного устаткування. Розпочався етап бурхливого розвитку науково-технічного прогресу та інженерної геодезії як науки. Також ключову роль у становленні інженерної геодезії відіграла концепція великих міст, як промислових та фінансових центрів. В таких містах створювалась розгалужена транспортна мережа, як на денній поверхні (автомобільні дороги, шляхопроводи, залізниці) так і під землею (тунелі, лінії метро), будувалися унікальні споруди цивільного призначення (мости, аеропорти, хмарочоси, стадіони, торговельно-розважальні центри та ін.).

В цей період найбільших успіхів досягли інженерно-геодезичні школи Радянського Союзу (київська і московська). Зведення великих гідротехнічних споруд, транспортних та промислових комплексів в СРСР в роки перших п'ятирічок вимагало розв'язання складних питань інженерної геодезії по створенню спеціальних інженерно-геодезичних мереж на будівельних майданчиках, розроблення методів перенесення проектів інженерних споруд в натуру, виконання розмічувальних робіт при монтажі елементів будівельних конструкцій та технологічного устаткування, дослідженні деформацій інженерних споруд.

Для забезпечення будівельних організацій висококваліфікованими фахівцями в СРСР було розпочато підготовку інженерів-геодезистів в Московському та Новосибірському інститутах інженерів геодезії, аерознімання і картографії (МІГАіК, НІГАіК), Львівському політехнічному інституті (ЛПІ), Київському інженерно-будівельному інституті (КІБІ) та інших вузах Радянського Союзу.

Це дозволило з успіхом виконати вишукування і зведення таких складних і унікальних споруд як ДніпроГЕС, СибірГЕС, Урало-Кузнецький комбінат, Московське метро, канал ім. Москви, Байкало-Амурську магістраль, металургійні комплекси та інші.

На основі практичного досвіду та теоретичних розрахунків були розроблені схеми побудови і способи вирівнювання міських і тунельних тріангуляцій, геодезичних будівельних сіток, методи розрахунку збійки тунелів, розмічування гідровузлів, мостів та інших споруд [16].

Широкого розвитку інженерна геодезія отримала в другій половині ХХ та на початку ХХІ століть. Цьому сприяло зведення надзвичайно складних та унікальних споруд (синхрофазотронів, радіотелескопів, атомних електростанцій) в США, СРСР, Японії, на близькому сході, в Європі та інших країнах світу. Великого розмаху набуло спорудження висотних споруд: промислових та цивільних, телевеж, труб промислового призначення.

Швидкому розвитку інженерно-геодезичних робіт в СРСР сприяли труди видатних вчених: Ф. М. Красовського, А. С. Чеботарьова, В. В. Данилова, В. В. Попова, М. Г. Відусьва, М. Д. Бонч-Бруєвича, А. Н. Баранова, А. Ф. Лютца, Я. А. Судакова, Є. Б. Ключина, І. Ю. Васютинського, Г. П. Левчука, Б. М. Ямбаєва та ін.

У 1972 р. у науковому збірнику “Инженерная геодезия” (Київ) була опублікована стаття проф. М. Г. Відусьва “Теоретические основы инженерной геодезии”, яка на багато років вперед визначила роль інженерної геодезії в сучасному високотехнологічному виробництві, напрямки наукових досліджень та задачі інженерної геодезії як науки.

І сьогодні на території України виконується великий обсяг інженерно-геодезичних робіт по зведенню та експлуатації інженерних споруд: житлових та промислових будинків, атомних електростанцій, метрополітенів, сучасних за конструкцією споруд, телевеж, радіотелескопів, мостів, стадіонів, велотреків та ін.

Велика заслуга в організації та розвитку теорії і практики інженерно-геодезичної науки і виробництва в Україні належить вченим: М. Г. Відусьву, В. М. Сердюкову, А. Л. Островському,

С. Г. Могильному, Т. Т. Чмчяну, М. І. Лобову, С. П. Войтенку, П. І. Барану, П. Г. Шевердіну, Ю. В. Поліщуку, Б. Г. Гержулі, Л. М. Перовичу, І. С. Тревого, Т. Г. Шевченку, О. Л. Дорожинському, П. Г. Чернязі, К. О. Бураку, Д. Н. Кавунцю, В. С. Староверову, В. А. Крумелісу, О. М. Самойленку, Р. В. Шульцу, М. В. Білоусу, І. Ф. Моніну, Я. М. Костецькій, Р. М. Тартачинському та ін.

Розглядаючи сучасній підхід до завдань інженерної геодезії відмітимо, що перелік завдань інженерної геодезії залишився незмінним і це зрозуміло, оскільки як і раніше ці завдання пов'язані із ключовими фазами будівництва і експлуатації інженерних споруд. Розглянемо основні види та зміст сучасних інженерно-геодезичних робіт.

### **§ 1.3. Види та зміст інженерно-геодезичних робіт**

Інженерно-геодезичні роботи складають комплекс геодезичних вимірювань при вишукуваннях, проектуванні, зведенні і експлуатації інженерних споруд. Вони є складовою технології виконання інженерно-будівельних робіт.

Інженерно-геодезичні роботи включають інженерно-геодезичні вишукування, інженерно-геодезичне проектування, розмічування інженерних споруд, геодезичне забезпечення монтажу елементів будівельних конструкцій та технологічного устаткування, спостереження за деформаціями основ і фундаментів споруд:

#### *1. Інженерно-геодезичні вишукування:*

- створення планово-висотної мережі і топографічне знімання будівельних майданчиків;
- трасування лінійних споруд;
- геодезичне забезпечення (визначення координат і висот з подальшим нанесенням на топографічні плани і карти) геологічних, гідрографічних і гідрологічних вишукувань.

Використання GNSS докорінно змінило підхід до створення геодезичних мереж для інженерних вишукувань. За наявності мережі постійнодіючих станцій визначення координат станцій знімання виконують без створення мереж в режимі RTK або PPP. За відсутності ГНСС, мережі створюють, використовуючи електронні тахеометри способом лінійно-кутових побудов.

Топографічне знімання виконують методами: електронної тахеометрії, наземного лазерного сканування, знімання з безпілотних літальних апаратів, ГНСС-знімання, мобільного фотографічного/лазерного знімання та ін. Знімання підземних комунікацій значно спростилося, а його інформативність підвищилась. Сучасний трасошукач обладнаний ГНСС-апаратурою дозволяє, при наявності мережі перманентних станцій, без розвинення геодезичної мережі отримувати просторові координати підземних комунікацій одразу в заданій системі координат з одночасним їх занесенням до бази даних підземних комунікацій. Новий тип обладнання – георадари дозволяють визначати не тільки положення комунікацій, а й отримувати характеристики ґрунту на глибині до 4 м.

При гідрографічних роботах отримують не набір дискретних точок за заданими створами, а використовуючи комбіновану систему ГНСС/ехолот, одразу отримують прив'язаний до заданої системи координат підводний рельєф у вигляді ЦМР.

*2. Інженерно-геодезичне проектування.* Виконується на стадії проектування інженерних споруд і містить наступні етапи:

- підбір та складання топографічних планів, профілів і інших матеріалів, необхідних для проектування інженерних споруд;
- геодезична підготовка проекту споруди - включає розрахунок і визначення необхідних вихідних даних для перенесення проекту споруди на місцевість;
- розроблення методів виконання інженерно-геодезичних робіт і складання розмічувальних креслень; підбір приладів необхідної точності;

- розв'язання завдань з вертикального планування будівельних майданчиків (обчислення проектних позначок, площ, об'ємів робіт тощо).

Матеріали для проектування підбираються тільки у цифровому вигляді. Дуже ефективним є застосування геоінформаційних технологій.

При виборі вихідних даних варто пам'ятати, що щільність пунктів геодезичних мереж сьогодні є достатньо високою. За необхідності додаткових пунктів, згущення не виконують, а використовують GNSS-спостереження для визначення координат додаткових пунктів від яких виконують розмічування, використовуючи електронні тахеометри. Розмічувальні креслення наводять тільки схематично, оскільки всі роботи виконуються з цифровими моделями споруд і розмічувальні величини за допомогою програмного забезпечення електронних приладів отримують у цифровому вигляді безпосередньо при виконанні робіт.

Завдання вертикального планування вирішують за цифровими моделями місцевості. За розрахунками отримують різні варіанти картограм земляних робіт у цифровому вигляді. Одночасно складають проект роботи будівельної техніки при переміщенні земляних мас та визначають параметри, які вимагають геодезичного контролю.

*3. Розмічування інженерних споруд.* При перенесенні проекту споруди з плану на місцевість виконують такі інженерно-геодезичні роботи:

- побудова планово-висотної розмічувальної геодезичної мережі;
- розмічування і закріплення на місцевості головних або основних осей споруд;
- детальні розмічування споруд (створення будівельної обноси та закріплення на ній основних, детальних та монтажних осей);



- створення спеціальної геодезичної основи на вихідному (нульовому) монтажному горизонті.

4. *Геодезичне забезпечення монтажу елементів будівельних конструкцій і технологічного устаткування.* Характеризується високою відповідальністю та точністю виконання геодезичних вимірів і включає:

- перенесення осей споруд і висотних маяків на монтажні горизонти;

- розмічування планового положення монтажних осей і закріплення висотних маяків на монтажних горизонтах;

- геодезичні вимірювання при встановленні елементів конструкцій у плані, за висотою та вертикаллю;

- розмічування монтажних осей і контроль монтажу технологічного устаткування;

- виконавче знімання (геодезичні вимірювання відхилень від планового положення, за висотою та вертикаллю елементів будівельних конструкцій і технологічного устаткування).

Завдання 3 і 4 характеризуються спільними рисами. Широке впровадження GNSS та особливо електронних тахеометрів, що працюють в режимі без відбивача докорінно змінили технологію геодезичного забезпечення будівництва. Завдяки використанню тахеометрів основним методом розмічування став метод вільної станції. За таких умов зменшились вимоги до кількості пунктів геодезичної розмічувальної мережі, а її конфігурація може бути довільною. За допомогою одного приладу з високою точністю, достатньою для вирішення більшості геодезичних завдань, розмічування виконують одразу у просторі. Розмічувальне креслення як таке на сьогодні не використовується. Цифрова модель проекту завантажується в тахеометр або ноутбук і безпосередньо на будівництві геодезист отримує розмічувальні елементи. Набагато спрощують розмічувальні роботи вбудовані в тахеометр програми розмічування та лазерні вказівники.

На сьогодні найбільш ефективною технологією є застосування роботизованих електронних тахеометрів. Окремо відмітимо ефективне використання лазерних приладів для розмічування підземних комунікацій.

Окремим напрямком в сучасних розмічувальних роботах є застосування автоматизованих геодезичних комплексів. При будівництві лінійних споруд (автомобільних доріг, залізниць, каналів та ін.) використовують автоматизовані системи керування будівельною технікою. До складу таких систем входять GNSS, лазерні прилади, електронний тахеометр, датчики нахилу. Інформація від цих різних засобів вимірювання обробляється в комплексі в режимі реального часу, порівнюється з проектом і виводиться на дисплей системи керування. В тунелебудуванні використовують подібні комплекси.

Визначення відхилень від проектного положення виконують здебільшого методом вільної станції від пунктів зовнішньої або внутрішньої розмічувальної мережі. Найсучаснішою є технологія в якій з використанням нових засобів вимірювань та засобів комунікації в режимі реального часу геодезисти співпрацюють з проектувальниками. Геодезист вимірює відхилення від проекту і одразу через інтернет передає ці відхилення до офісу проектувальників, де після розрахунків приймається рішення про доцільність усунення відхилення і за необхідності одразу через засоби комунікації передається величина необхідного корегування будівельникам і геодезістам. Таким чином створюється замкнений ланцюг завдяки якому зростає ефективність будівельних процесів.

При контрольному зніманні споруд або елементів споруд, точність місцеположення яких знаходиться на рівні 2-5 см широко застосовують знімальні системи. Для автомобільних доріг і залізниць використовують мобільні картографічні системи та безпілотні літальні апарати. Для контрольного знімання ліній електропередачі, трубопроводів використовують повітряне

лазерне сканування, безпілотні літальні апарати обладнані одночасно лідаром і цифровою камерою. При зніманні каналів, штучних водойм, контролі намівних робіт використовують інтегровану систему GNSS /ехолот.

Загалом відомо, що монтаж технологічного устаткування є видом робіт, що вимагає найвищої точності. В останнє десятиріччя на допомогу інженерам-геодезістам прийшли прилади з неймовірною вимірювальною точністю: лазерні трекери, координатні вимірювальні системи, високоточні лазерні системи. В такому напрямку, як контроль точності виготовлення конструкцій ці засоби вимірювань не мають конкуренції.

Якщо мова йде про точність монтажу конструкцій на рівні 0,5-1 мм, то високоточні електронні тахеометри дозволяють забезпечити таку точність монтажу і мають найбільше застосування. Як у випадку розмічувальних робіт і контрольних знімань геодезичне забезпечення монтажу устаткування ведуть в режимі реального часу безпосередньо порівнюючи вимірне положення устаткування із його проектним положенням на цифровій моделі, яка завантажена у контролер тахеометра або роботизованого тахеометра.

*5. Спостереження за деформаціями основ і фундаментів споруд:*

- визначення осідань інженерних споруд;
- визначення планових зміщень споруд;
- визначення кренів висотних споруд.

Спостереження виконують з метою обґрунтування теоретичних розрахунків стійкості споруд і прийняття необхідних заходів для захисту споруд у разі виявлених недопустимих деформацій.

Сучасний геодезичний моніторинг базується на трьох положеннях, це одночасне визначення просторового переміщення, автоматизація вимірювань та використання складних моделей інтегрування вимірювань та прогнозування.

Для фіксації абсолютних просторових переміщень використовують: GNSS-спостереження, наземну цифрову фотограмметрію, наземне лазерне сканування, електронну тахеометрію, наземну радарну інтерферометрію. Фіксацію відносних просторових переміщень виконують за допомогою систем багатокоординатних датчиків, космічного радарного знімання.

Основною тенденцією при виконанні геодезичного моніторингу складних інженерних споруд є розроблення та застосування автоматизованих системи геодезичного моніторингу. Сьогодні такі системи можуть включати будь-які засоби вимірювань, все залежить тільки від правильності математичних алгоритмів інтегрування даних, які закладено в програмне забезпечення системи.

В програмному забезпеченні систем автоматизованого геодезичного моніторингу використовують складні математичні алгоритми прогнозування. Зокрема, за отриманими переміщеннями методом скінченних елементів розраховують критичні напруження в конструкціях і порівнюють їх із допустимими.

На сучасному етапі зведення інженерних споруд виконують індустріальними методами. При цьому значна кількість елементів будівельних конструкцій, як залізобетонних, так і металевих, виготовляється на домобудівних комбінатах і поставляються на будівельний майданчик. За допомогою машин і механізмів виконується їх монтаж і таким чином будівельний майданчик перетворюється в монтажний.

Індустріальні технології будівельно-монтажних робіт підвищують вимоги до точності інженерно-геодезичних робіт. Інженерно-геодезичні роботи виконують у строки і за графіком узгодженим з графіком виконання будівельно-монтажних і спеціальних робіт.

При зведенні висотних та унікальних споруд, монтажі складного технологічного устаткування створюється спеціальна *геодезична служба*.

Головним завданням геодезичної служби будівництва є забезпечення передбачених проектом виконання будівельних робіт (ПВБР) геометричних параметрів інженерних споруд і встановлення елементів конструкцій у проектне положення з заданою точністю. Їх якісне виконання і становить завдання інженерно-геодезичного забезпечення при зведенні інженерних споруд.

Рівень розвитку науково-технічного прогресу потребує впровадження сучасних високоефективних технологій, приладів і методів при проектно-вишукувальних роботах, будівництві інженерних споруд, при виконанні інженерно-геодезичних робіт. Подальший розвиток інженерно-геодезичних робіт повинен базуватись на застосуванні новітніх досягнень науки і техніки, автоматизації вимірювань, впровадженні електронних і лазерних приладів та супутникових технологій.

#### ***§ 1.4. Прилади для виконання інженерно-геодезичних робіт***

На сучасному етапі розвитку науково-технічного прогресу відбулися фундаментальні зміни технологій і методів вишукування, проектування, будівництва та експлуатації інженерних споруд.

Інженерно-геодезичні вимірювання є важливою і невід'ємною складовою комплексу будівельно-монтажних робіт. Вони значною мірою визначають як вартість і якість будівельних робіт, так і умови подальшої експлуатації інженерних об'єктів.

Впровадження прогресивних технологій будівельно-монтажних робіт обумовило зміни складу і технологій виконання інженерно-геодезичних робіт, що в свою чергу вимагає застосування парку сучасного геодезичного устаткування [9].

У будівництві при вирішенні геодезичних завдань на стадіях вишукувань, проектування, будівництва й експлуатації інженерних споруд переважно вимірюють кути, лінії і перевищення. При проведенні геодезичних розмічувальних робіт, монтажі будівельних конструкцій і технологічного устаткування розв'язується ціла низка завдань, які вимагають застосування спеціальних приладів та інструментів. Прилади для встановлення і вивірення конструкцій і технологічного устаткування за видом контрольованого параметру можна поділити на такі:

- 1) контроль у плані;
- 2) контроль за висотою;
- 3) контроль за вертикаллю.

Встановлення будівельних елементів і конструкцій виконується в трьох взаємно перпендикулярних площинах за координатними осями  $X$ ,  $Y$ ,  $H$  ( $Z$ ). Тому конструкція геодезичних приладів дозволяє утворювати створні лінії; вертикальні, нахилені і горизонтальні лінії; вертикальні, нахилені та горизонтальні площини.

Сьогодні технологія виконання будівельних робіт тісно пов'язана з технологією їх геодезичного забезпечення. Наявність сучасних високотехнологічних геодезичних приладів дає змогу значно поліпшити технологію геодезичних робіт, приводить до удосконалення технологій виконання будівельно-монтажних робіт, впливає на їх ефективність, вартість, якість та надійність інженерних споруд.

При геодезичному забезпеченні будівельно-монтажних робіт залежно від технології та точності виконання робіт можна ефективно використовувати широкий спектр сучасних геодезичних приладів та програмних продуктів для оброблення геопросторових даних, які випускаються фірмами: Topcon/Sokkia (Японія), Trimble (США), Leica Geosystems (Швейцарія), Nikon (Японія), Pentax (Японія), Foif (Китай), South (Китай), УОМЗ (Росія) та ін.

При виконанні загальних інженерно-геодезичних робіт застосовується встановлений набір геодезичних приладів. До таких приладів належать: GNSS-обладнання, електронні тахеометри, цифрові і оптичні нівеліри, будівельні лазерні прилади, прилади вертикального проектування, лазерні рулетки. Наведемо короткий огляд геодезичних приладів та сфер їх застосування.

**GNSS-обладнання.** Загалом у світі сьогодні існують дві повнофункціональні глобальні навігаційні супутникові системи (GNSS) - GPS NAVSTAR (США) і ГЛОНАСС (РФ). Дві системи знаходяться в стадії розгортання – BeiDou (КНР) і Galileo (ЄС).

Глобальні системи позиціонування – це супутникові системи, що використовуються для визначення координат точок місцевості у будь-якій точці земної поверхні, за будь-яких погодних умов та у будь-який момент часу. В інженерній геодезії в теперішній час можуть бути використані системи GPS NAVSTAR і ГЛОНАСС. У зв'язку із високими вимогами до точності інженерно-геодезичних робіт, на практиці використовують здебільшого двочастотні GNSS-приймачі.

За принципом визначення координат можливі наступні режими спостережень:

**АБСОЛЮТНІ** (автономні; диференційні; постоброблення; реального часу), коли приймач визначає свої координати, швидкість і час за супутниками ГНСС, незалежно від інших приймачів;

**ВІДНОСНІ**, коли відбувається передача координат від опорного пункту до шуканого (невідомого) пункту методами:

а) **статичними** (статика; прискорена статика; псевдостатика);

б) **кінематичними** (неперервне постоброблення; «стій – іди»; кінематика реального часу).

Основними завданнями інженерної геодезії, до вирішення яких застосовують GNSS-обладнання є: створення опорних

інженерно-геодезичних мереж; забезпечення різних видів інженерних вишукувань; розмічувальні роботи (при незначних об'ємах); проведення геодезичного моніторингу великих інженерних споруд.

В інженерній геодезії при створенні опорних інженерно-геодезичних мереж використовують відносні статичні спостереження. При виконанні інженерно-геодезичних вишукувань використовують режим кінематики реального часу (RTK) або режим точного визначення координат окремої точки (PPP). Геодезичний моніторинг ведуть в режимі безперервного постоброблення.

Визнаними лідерами у виробництві GNSS-обладнання є: Topcon/Sokkia (Японія), Trimble (США), Leica Geosystems (Швейцарія) (рис. 1.1).

Типовий комплект GNSS-обладнання складається із GNSS-антени і контролера для управління спостереженнями і зберігання даних.

При виборі GNSS-обладнання необхідно звертати увагу на наступні характеристики:

- види сигналів, які може відслідковувати приймач (GPS, ГЛОНАСС, частоти L1 CA, L1/L2 P-code, L2C, L1/L2 CA, L1/L2 P-code);
- точність визначення координат в різних режимах за різними частотами (статика; прискорена статика; кінематика; RTK);
- зручний інтерфейс користувача;
- управління даними (частота запису даних; об'єм пам'яті);
- ступінь захисту приймача і умови роботи (температура, вологість, пил).





*Рис. 1.1. Комплекти GNSS обладнання*

а - Leica Viva GS15; б - Spectra Precision ProMark 120; в - Topcon Hiper SR; г - Trimble R7.

Точність визначення складових базової лінії, що задається в паспорті обладнання, поділяється на планову і висотну складову і задається в наступному вигляді:

$$\text{у плані } m_p = a + b \cdot S, \text{ по висоті } m_H = c + d \cdot S,$$

де  $S$  - довжина базової лінії, а коефіцієнти для різних типів приймачів та режимів спостережень можуть приймати наступні значення:

в режимі статички:  $a = (3 \div 5)$  мм,  $b = 0,5 \cdot 10^{-6} \div 1 \cdot 10^{-6}$ ,  
 $c = (4 \div 6)$  мм,  $d = 0,5 \cdot 10^{-6} \div 1 \cdot 10^{-6}$ ;

в режимі кінематики в реальному часі:  $a = (5 \div 10)$  мм,  $b = 0,5 \cdot 10^{-6} \div 1 \cdot 10^{-6}$ ,  $c = (10 \div 15)$  мм,  $d = 0,5 \cdot 10^{-6} \div 1 \cdot 10^{-6}$ .

Вказана точність відповідає тільки безпосередній точності визначення базової лінії і не враховує вплив похибок центрування, вимірювання висоти приладу, множини поширення сигналу, варіацій фазового центру антени та ін. Тому при виборі GNSS-обладнання необхідно керуватися не тільки показниками точності приладу, а і враховувати інші фактори, що можуть вплинути на точність та якість спостережень.

Ефективне застосування GNSS-технологій нерозривно пов'язане із програмним забезпеченням. Фірми-виробники GNSS-обладнання найчастіше пропонують свої власні програмні продукти. При цьому варто пам'ятати, що в окремих випадках, при необхідності високоточного визначення координат на великих відстанях доцільно використовувати спеціалізоване програмне забезпечення: Bernese (Астрономічний інститут Берна, Швейцарія), GAMIT/GLOBK (Масачусетський технологічний інститут і Інститут океанографії, США), GIPSY (Лабораторія реактивного руху, США).

**Електронні тахеометри.** Електронні тахеометри, надалі просто тахеометри, є одними із головних приладів для виконання інженерно-геодезичних робіт. Вони дозволяють автоматично вимірювати зенітні відстані, горизонтальні напрямки та похилі відстані. Завдяки прогресу у сфері програмного забезпечення електронні тахеометри дозволяють вирішувати низку геодезичних завдань безпосередньо у польових умовах без використання допоміжного обладнання. Програмне забезпечення тахеометрів дозволяє автоматично враховувати поправки за вплив кривини земної поверхні та рефракції атмосфери, автоматично калібрувати і враховувати колімаційну похибку і місце зеніту, розв'язувати широке коло прикладних завдань: прямі та зворотні просторові

лінійно-кутові засічки, архітектурні обміри, винесення на місцевість точок, прямих ліній, колових кривих, обчислення координат точок та площ, точок перетину різних елементів, виконувати перетворення координат, визначати висоту та відстань до недосяжного об'єкта, вимірювати у вертикальній площині, створювати опорні лінії для розмічувальних робіт та вирівнювати нескладні геодезичні мережі.

Тахеометри дають можливість підвищити продуктивність праці, скоротити час і спростити камеральне оброблення результатів вимірів, виключити похибки при зніманні відліків.

Тахеометри застосовуються практично для вирішення будь-яких геодезичних завдань з точністю, що задовольняє вимогам будівельного виробництва. Функціональні можливості тахеометрів дозволяють використовувати їх при: створенні опорних та спеціальних інженерно-геодезичних мереж, геодезичному забезпеченні інженерних вишукувань, виконанні розмічувальних робіт, виконанні виконавчого знімання, проведенні геодезичного моніторингу та ін.

Виробники тахеометрів пропонують безліч моделей які відрізняються між собою, як функціональними можливостями, так і надійністю. Загальновідомими виробниками надійних тахеометрів у світі є компанії: Topcon/Sokkia (Японія), Trimble (США), Spectra Precision (США), Leica Geosystems (Швейцарія), Nikon (Японія), Pentax (Японія), Stonex (ЄС). Менш надійними, але більш доступними є тахеометри Foif (Китай), South (Китай), УОМЗ (Росія).

Загальної класифікації тахеометрів, через їх різноманітність не існує. Так іноді тахеометри класифікують за призначенням. В такій класифікації виділяють наступні групи:

- технічні тахеометри – працюють тільки з відбивачем, мають дуже обмежений набір вбудованих функцій;

- будівельні тахеометри – дозволяють працювати в режимі без відбивача, мають вбудовані функції, що дозволяють виконувати розмічувальні роботи;

-інженерні тахеометри – дозволяють вирішувати будь-які інженерні завдання, мають розвинений інтерфейс, обладнані сучасними засобами комунікації.

На сучасному етапі технічні тахеометри мають досить обмежене застосування. Тому тахеометри варто класифікувати за їх функціональними можливостями та завданнями для вирішення яких найбільш вдало вони підходять. Можна виділити наступні групи тахеометрів.

**Будівельні тахеометри** – найпростіші прилади, призначені для вирішення завдань створення опорних інженерно-геодезичних мереж, виконання розмічувальних робіт та виконавчих зніманих. Точність цієї групи тахеометрів обмежена.



*Рис. 1.2. Будівельні тахеометри*

а - Leica Builder 505; б - Sokkia SET550RX-31L; в - Trimble M3 DR

**Інженерні тахеометри** – найбільш широка група тахеометрів до якої входять тахеометри всіх рівнів точності. Інженерні тахеометри дозволяють створювати опорні та спеціальні мережі, виконувати топографічне знімання, розмічувальні роботи, виконавче знімання, монтаж технологічного устаткування, проводити геодезичний моніторинг.



**Рис. 1.3. Інженерні тахеометри**

а - Sokkia FX-101; б - Leica Viva TS11; в - Nikon Nivo 1.C

**Роботизовані тахеометри** — оснащені системою розпізнавання та слідування за візирною ціллю. Найкраще підходять до вирішення завдань топографічного знімання, контролю руху будівельної техніки та геодезичного моніторингу. За рівнем точності не відрізняються від інженерних.



**Рис. 1.4. Роботизовані тахеометри**

а - Leica Viva TS15; б - Topcon DS; в – Trimble RTS

**Тахеометри з функцією сканування** – дозволяють в режимі без відбивача автоматично вимірювати координати точок через фіксовані відстані. Використовуються при виконавчому зніманні складних просторових конструкцій та геодезичному моніторингу.



*Рис. 1.5. Тахеометри з функцією сканування*  
а - Topcon MS; б - Trimble VX TCU Robotic

**Фототахеометри** – тахеометри із вбудованою цифровою камерою. Ефективні при топографічному та виконавчому зніманні, оскільки дозволяють одночасно вести абрис знімання. Можуть використовуватись при виконанні наземного фотограмметричного знімання інженерних споруд. Більшість сучасних моделей тахеометрів обладнані цифровою камерою.



*Рис. 1.6. Фототахеометри*  
а - Trimble S7; б - Topcon IS-3; в - Pentax V-325DN

Провідні фірми-виробники тахеометрів передбачають можливість інтегрування тахеометрів та GNSS-обладнання. Такі інтегровані системи отримали назву Total Station і значно спрощують і прискорюють процес виконання топографічного та виконавчого знімання.

При виборі тахеометрів для виконання певних видів інженерно-геодезичних робіт, окрім розглянутих вище груп необхідно звертати увагу на технічні характеристики тахеометрів. Основними характеристиками, що впливають на точність та швидкість виконання робіт є:

- точність вимірювання горизонтального і вертикального кутів. Задається середньою квадратичною похибкою і у залежності від типу тахеометра може знаходитись в межах  $0,5'' - 10''$ ;

- точність вимірювання відстані на відбивач. Задається середньою квадратичною похибкою вимірювання відстані для ідеальних умов спостережень  $m_s = a + b \cdot S$ , де коефіцієнти можуть приймати значення  $a = (0,5 \div 3)$  мм,  $b = 1 \cdot 10^{-6} \div 3 \cdot 10^{-6}$ ;

- максимальна відстань вимірювань на відбивач. Величина максимальної відстані залежить від моделі тахеометра і для сучасних моделей коливається в межах від 1 до 10 км.

- точність вимірювання відстані в режимі без відбивача. Задається середньою квадратичною похибкою вимірювання відстані для ідеальної поверхні  $m_s = 2 \text{ мм} + 2 \cdot 10^{-6} \cdot S$ . Ця точність є практично однаковою для всіх моделей тахеометрів;

- максимальна відстань вимірювань в режимі без відбивача. Величина максимальної відстані залежить не тільки від моделі тахеометра, а також від типу відбиваючої поверхні та впливу навколишнього середовища. Виробники тахеометрів декларують робочий діапазон відстаней до 1000 м, проте ефективним є діапазон 50 – 300 м.

Окремо відмітимо технічні характеристики які впливають на ефективність та комфортність виконання робіт. До таких характеристик належать: температурний режим роботи тахеометра; ступінь захищеності від пилу і вологи; вага; час роботи акумулятора.

Можливості застосування тахеометрів залежать від додаткового устаткування, що використовується при вимірюваннях. У першу чергу таким устаткуванням є: призми, кріплення, візирні марки, віхи, адаптери (для оптичного центрування тахеометра), трегери, пристрої для жорсткої фіксації марки та віхи, штативи, плівкові відбивачі та ін.

При топографічному та виконавчому зніманні найбільш зручно використовувати призмові відбивачі, що можуть відбивати промінь тахеометра в діапазоні  $360^\circ$  (колові відбивачі).



*Рис. 1.7. Колові призмові відбивачі*

При створенні інженерно-геодезичних мереж та організації систем геодезичного моніторингу використовують візирні марки із вбудованими призмовими відбивачами.





а



б

*Рис. 1.8. Візирні марки*

а – візирні марки із кріпленням для відбивача;  
 б – візирні марки з відбивачем.

Основну частину геодезичних робіт у будівництві складають розмічувальні роботи і виконавчі знімання. При виконанні цих робіт застосовують нестандартні призмові відбивачі з міні-призмами, спеціальними фіксаторами, вимірювальними ніжками та ін.



*Рис. 1.9. Міні-призми*

Значно прискорює та спрощує виконання інженерно-геодезичних робіт, застосування плівкових відбивачів. Такі відбивачі надійно закріплюються клейкою стороною на поверхню конструкції споруди і можуть зберігати своє положення тривалий час (до 1 року).

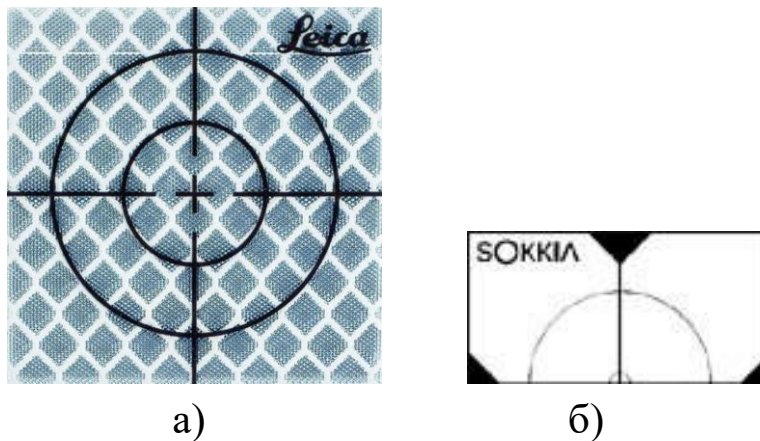


Рис. 1.10. Плівкові відбивачі

а – стандартний плівковий відбивач; б – плівковий відбивач для фіксування на краях конструкцій.

При інженерно-геодезичному забезпеченні зведення споруд із різного матеріалу (залізобетон, метал) та із складною геометрією, застосовують спеціальні високоточні кріплення для призм або марок, призмові та плівкові системи або набори магнітних кріплень для плівкових відбивачів.

**Оптичні та цифрові нівеліри.** Нівеліри є дуже поширеними геодезичними приладами, що застосовуються для розмічування конструкцій по висоті, контролю висотного положення конструкцій та виконання геодезичних спостережень за вертикальними переміщеннями споруд та їх окремих елементів.

Оптичні і цифрові нівеліри класифікують за середньою квадратичною похибкою  $m_h$  вимірювання перевищення на 1 км подвійного ходу. На сьогодні для нівелірів дотримуються класифікації, згідно з якою нівеліри поділяють на наступні групи:

- технічні  $m_h \leq 5$  мм;
- точні  $m_h \leq 2$  мм;
- високоточні  $m_h \leq 0,3$  мм.

У теперішній час активно застосовуються два типи нівелірів оптичні і цифрові. Відомими виробниками нівелірів є компанії: Topcon/Sokkia (Японія), Trimble (США), Leica Geosystems (Швейцарія), Nikon (Японія). Ці фірми виробляють нівеліри всіх класів точності. Інші відомі фірми виробляють надійні точні цифрові нівеліри і оптичні та технічні нівеліри, зокрема Stonex (ЄС), Spectra Precision (США), УОМЗ (Росія), VEGA, LaserLiner (Німеччина), Foif (Китай), South (Китай).

**Оптичні нівеліри** – прилади призначені для вимірювання перевищень шляхом візуального зняття відліків. Більшість нівелірів обладнані компенсаторами для автоматичного встановлення лінії візування в горизонтальне положення.



*Рис. 1.11. Оптичні нівеліри*

а – нівелір технічної точності LaserLiner AL 22; б – точний нівелір B40 Sokkia; в – високоточний нівелір Leica NAK2.

Для забезпечення високоточного нівелювання оптичними нівелірами деякі фірми додатково виробляють мікрометренні насадки, які дозволяють підвищити точність нівелювання до класу високоточного.

**Цифрові нівеліри** – це багатофункціональні геодезичні прилади, в яких об'єднані функції високоточного оптичного нівеліра, електронного пристрою пам'яті, вбудованого програмного забезпечення для оброблення результатів вимірів.



*Рис. 1.12. Цифрові нівеліри*

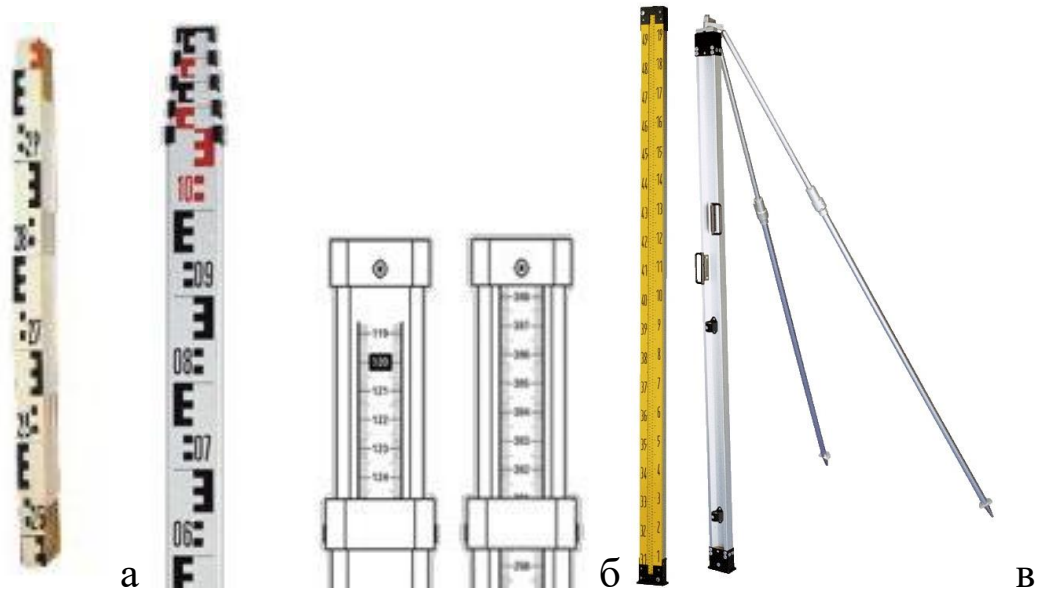
а – точний нівелір TOPCON DL-503; б – високоточний нівелір Leica DNA03

Цифрові нівеліри технічної точності практично не виробляються.

Цифрові нівеліри дозволяють в автоматичному режимі за допомогою електронного пристрою брати відліки за спеціальною кодовою рейкою з високою точністю. Значення відліку та відстань до рейки виводиться на екран, автоматично обчислюється перевищення між точками.

Програмне забезпечення дозволяє обчислювати позначки, виносити їх на місцевість та відстані, вирівнювати прокладений нівелірний хід, вирішувати завдання вертикального планування, розраховувати переміщення при геодезичному моніторингу.

Обов'язковою умовою досягнення необхідної точності нівелювання є застосування якісних нівелірних рейок. Для оптичних нівелірів використовують: складні шашкові рейки, телескопічні алюмінієві рейки та інварні рейки.

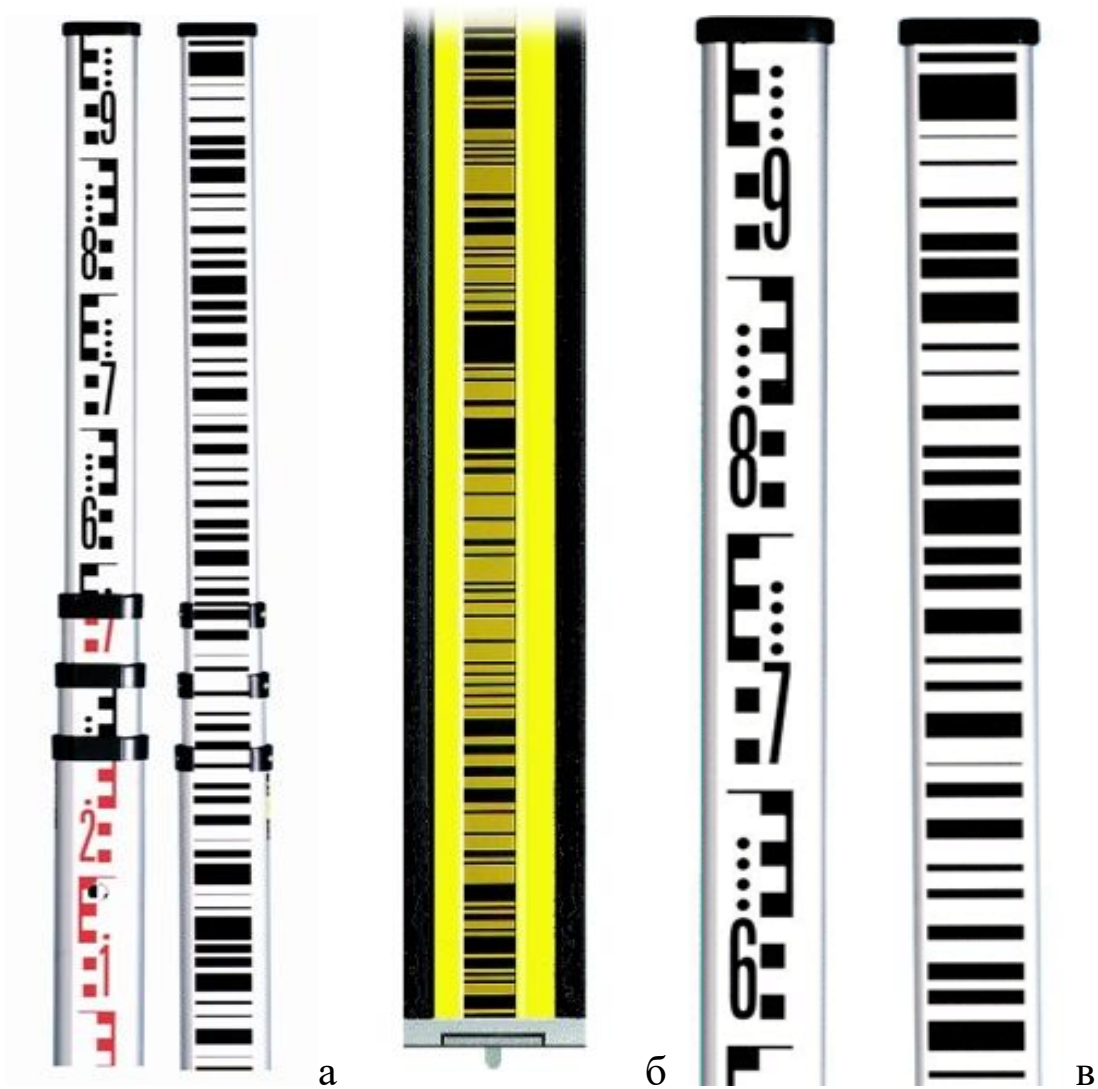


**Рис. 1.13. Рейки для оптичних нівелірів**

- а – алюмінієва телескопічна рейка NEDO для точного нівелювання;
- б – дерев'яна складна рейка NEDO для точного нівелювання;
- в – інварна рейка NEDO для високоточного нівелювання

При використанні цифрових нівелірів використовують кодові рейки (рис. 1.14). Відмітимо, що цифрові нівеліри можуть працювати у режимі звичайного оптичного нівеліра, тому варто передбачити використання двосторонніх рейок, де з одного боку нанесено розмітку звичайної нівелірної рейки, а іншого боку кодову розмітку. Використовують: кодові алюмінієві телескопічні рейки; кодові інварні рейки; кодові фібергласові рейки.

Обираючи модель цифрового нівеліра необхідно також враховувати характеристики аналогічні до тахеометрів: час роботи акумулятора; ступінь волого- та пилозахисту; об'єм пам'яті. Для цифрових нівелірів дуже важливою є коректна комунікація з комп'ютером або ноутбуком.



**Рис. 1.14. Рейки для цифрових нівелірів**

а – кодова алюмінієва телескопічна рейка Leica для точного нівелювання; б – кодова інварна рейка Leica для високоточного нівелювання; в - кодова фібергласова рейка Leica для високоточного нівелювання.

**Будівельні лазерні прилади.** Ці прилади утворюють дуже широкий клас геодезичного обладнання, яке використовують головним чином при виконанні розмічувальних робіт на будівництві. Будівельні лазерні прилади призначені для створення горизонтальних, вертикальних та нахилених ліній і площин за допомогою лазерного променя. Вони доповнюють тахеометри і цифрові нівеліри на будівельному майданчику, дозволяючи вести

однотипні розмічувальні роботи. Виробниками лазерних приладів є не тільки відомі геодезичні фірми, а й компанії, що спеціалізуються на виготовленні техніки для будівництва.

Загалом будівельні лазерні прилади поділяють на: лазерні рулетки, лінійні лазери та ротаційні нівеліри.

**Лазерні рулетки.** Це найбільш поширений в геодезистів та будівельників вимірювальний інструмент. Вони дають змогу одному виконавцю без відбивача вимірювати відстані до різних предметів, елементів будівельних конструкцій, стін, стелі, вести розмічувальні роботи тощо з точністю 1 – 3 мм на відстані до 200 м.

Широко застосовуються при виконанні геодезичних та монтажних робіт, виконавчому зніманні, при проведенні робіт на транспортних магістралях, виробничих приміщеннях та на будівельних майданчиках.



*Рис. 1.15. Лазерні рулетки*

а - Leica DISTO™ D510; б - Nedo laser mEssfix80; в - Laserliner DistanceMaster 100

Сучасні лазерні рулетки обладнані датчиком нахилу, можуть встановлюватись на штатив та дозволяють вимірювати кути з

похибкою  $\pm 0.3^\circ$ . Прикладні програми лазерної рулетки дозволяють розраховувати площу, лінійні розмічувальні елементи, вирішувати лінійну засічку та ін. Через канал зв'язку Bluetooth дані з рулетки одразу передаються на ПК або ноутбук для подальшого оброблення.

Революційна технологія при створенні лазерних рулеток була запроваджена компанією Leica. Компанія розпочала виробництво тривимірної вимірювально-проекційної системи Leica 3D Disto.



*Рис. 1.16. Лазерна рулетка Leica 3D Disto*

Ця система дозволяє працювати у великих приміщеннях зі складною геометрією. Положення кожної точки визначається за допомогою вимірювання ліній і кутів з наведенням на точку за допомогою відеокамери. Leica 3D Disto зберігає дані і може використовувати їх у камеральному обробленні.

Система дозволяє вимірювати положення, висоту і відстань у будь-якому напрямку з однієї станції, виконувати обміри стелі, підлоги, покрівлі, нахилених поверхонь, проектувати точки по вертикалі, переносити точки відносно базової лінії, відобразити результати вимірювань на екрані в реальному часі.

**Лінійні лазери** – багатофункціональні прилади, що забезпечують виконання геометричного нівелювання,



використовуються при розмічувальних і монтажних роботах у будівництві, винесенні на місцевість позначок точок, проектних ліній, внутрішнього облаштування приміщень, вирівнювання стелі та підлоги, контролі монтажу будівельних конструкцій у плані за висотою та вертикаллю, передачі точок осей на монтажні горизонти, монтажі стін, підвісних стель, укладанні плитки, контролі монтажу технологічного устаткування тощо.

Лінійні лазери можуть будувати до шести взаємно перпендикулярних ліній або трьох площин. Прилади обладнані компенсатором, що працює в діапазоні  $\pm 5^\circ$ , можуть встановлюватись на штатив, штангу або за допомогою кріплення монтуватись на колонах і стінах споруди.



*Рис. 1.17. Лінійні лазерні прилади*

а - VEGA LP AUTO; б - VEGA 3D; в – Kolida ACL-211

Стандартна точність побудови площини або лінії складає 2 мм на 10 м, точні лазерні прилади забезпечують встановлення конструкцій із похибкою 1,5 мм на відстані 15 м. Точність побудови прямовисної лінії або площини є дещо гіршою.

**Лазерні ротаційні нівеліри** задають горизонтальну та вертикальну лазерні лінії, а площини задаються лазерним променем, який з високою швидкістю обертається ротором. У результаті лазерний промінь описує видиму лазерну площину.

Лазерними ротаційними нівелірами можна:

- будувати горизонтальну або вертикальну площини (він має горизонтальний лімб, лазерний висок та компенсатор для автоматичного встановлення площин у горизонтальне і вертикальне положення);

- будувати високоточну лазерну площину на відстані від 0,5 м до 600 м високоточним компенсатором.

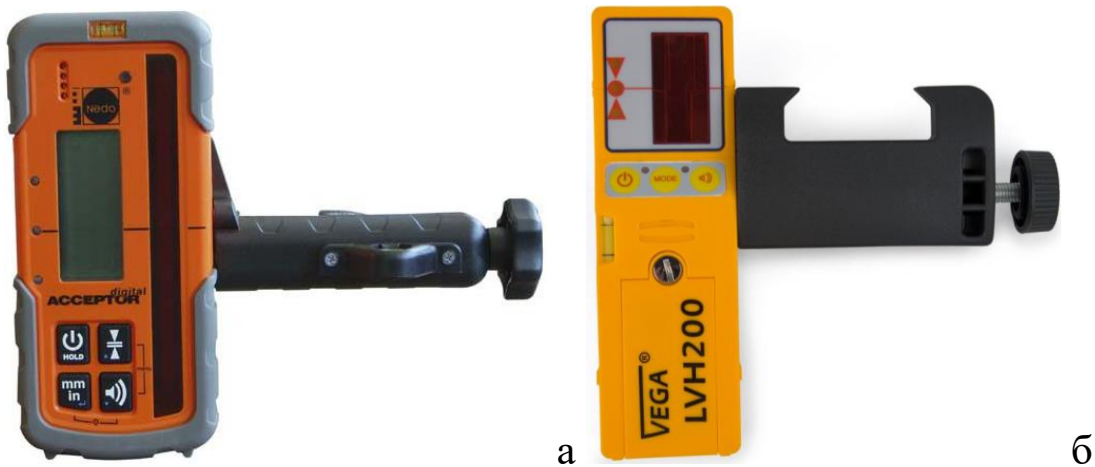
Сучасні ротаційні нівеліри дозволяють побудувати площину з похибкою 3,5 мм на відстані 100 м.



*Рис. 1.18. Лазерні ротаційні нівеліри*

а - Vega LR200; б - NEDO SIRIUS1 HV; в - Laserliner Revolution 310 S

При роботі з лазерними і ротаційними нівелірами використовують шашкові рейки й універсальні приймачі лазерного випромінювання.



*Рис. 1.19. Приймачі лазерного випромінювання  
а - NEDO LR 100; б - Vega - TRG – R80*

Приймачі лазерного випромінювання дозволяють значно збільшити радіус роботи і точність вимірювань. Вони визначають положення лазерної площини і дозволяють фіксувати його відносно заданої позначки. Їх можна використовувати окремо чи закріплювати на рейці або штанзі.

Для роботи з лазерними приладами використовують спеціальні окуляри, які дають змогу підвищити видимість лазерного променя на темних поверхнях конструкцій та в умовах яскравого освітлення.

**Прилади вертикального проектування.** Прилади вертикального проектування застосовують для перенесення точок планового положення осей споруд по вертикалі: у зеніт (вверх) та надир (вниз). Широко використовуються при будівництві висотних інженерних споруд, телевеж, димових труб, при встановленні бурових веж, копрів, градирень, у шахтобудуванні та при спорудженні метро, при спостереженнях за деформаціями споруд.

Прилади вертикального проектування виробляють компанії: Sokkia (Японія), FG (Німеччина), Foif (Китай), South (Китай), УОМЗ (Росія).

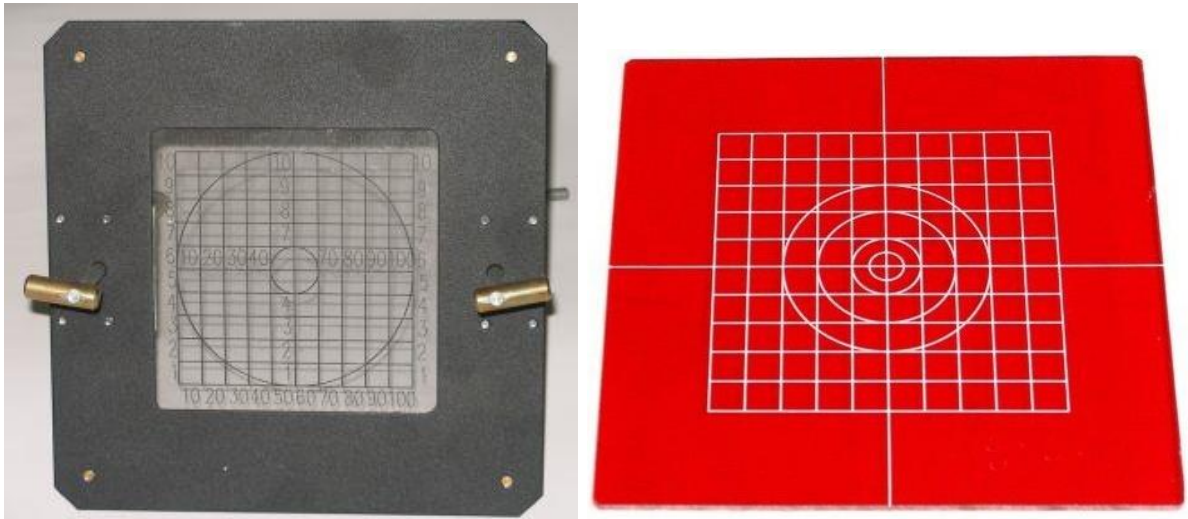


**Рис. 1.20. Прилади вертикального проектування**

а – PZL-100; б - FOIF DZJ200; в - Sokkia LV-1; г - SOUTH ML-402

Прилади випускають в двох модифікаціях: 1) оптичні прилади вертикального проектування (типу PZL - FG-L-100; FOIF DZJ200); 2) лазерні прилади вертикального проектування (Sokkia LV-1; SOUTH ML-402).

Центрування над точкою виконують оптичним лазерним центром. Передавання координат здійснюють за допомогою спеціальних координатних палеток.



*Рис. 1.21. Види палеток для вертикального проектування*

При проведенні інженерно-геодезичних робіт на великих будівельних майданчиках і висотних спорудах для координації дій виконавців робіт слід використовувати сучасні портативні радіостанції.

Наведений огляд приладів для виконання основних інженерно-геодезичних робіт не претендує на повноту. Головна мета – зосередити увагу на основних характеристиках, на які повинен звертати увагу інженер-геодезист при виборі геодезичного обладнання. Фірми-виробники різних країн світу (США, Японія, Швейцарія, Швеція, Німеччина, Росія, Китай та ін.) постійно вдосконалюють конструкції геодезичних приладів і розширюють їх функціональні можливості, автоматизацію вимірювань та їх оброблення. Тому фахівці повинні постійно вивчати ринок сучасних геодезичних приладів та інструментів з метою їх придбання і впровадження у будівельну галузь.

## РОЗДІЛ 2. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ ОПОРНІ МЕРЕЖІ

### § 2.1. Призначення та основні принципи побудови опорних інженерно-геодезичних мереж

Для забезпечення практично всіх видів інженерно-геодезичних робіт створюються опорні геодезичні мережі, пункти яких зберігають на території робіт планові і висотні координати. Ці мережі є основою для виконання топографічного знімання; для виконання різних робіт на території міст; при складанні виконавчої документації; для виконання розмічувальних робіт при будівництві будинків і споруд; для спостереження за осіданнями і деформаціями фундаментів споруд і самих споруд безпосередньо. Широке використання опорних геодезичних мереж визначає різні схеми і методи їхньої побудови.

Геодезичні мережі підрозділяють на чотири види: **державні, згущення, знімальні й інженерно-геодезичні**. Інженерно-геодезичні мережі створюють для геодезичного забезпечення будівництва споруд. Щільність пунктів, схема побудови і точність цих мереж залежать від конструктивних особливостей інженерних споруд та технології будівельно-монтажних робіт. Побудову мереж виконують за принципом переходу від загального до часткового, тобто від мереж з більшими відстанями між пунктами і високоточними вимірами до мереж з меншими відстанями й менш точних.

Інженерно-геодезичні планові і висотні опорні мережі являють собою систему геометричних фігур, вершини яких закріплені на місцевості спеціальними знаками. Планові і висотні опорні мережі створюють відповідно до потреб розроблення проекту виконання геодезичних робіт (ПВГР). При складанні проекту мережі збирають необхідні відомості про існуючі опорні геодезичні мережі у всіх організаціях, що виконували роботи на території в районі будівництва; у територіальних органах влади,

відділах будівництва і архітектури; обласних і міських адміністраціях; дослідницьких і проектно-вишукувальних організаціях. Зібрані матеріали дозволяють виконати аналіз про стан пунктів раніше побудованих опорних геодезичних мереж всіх класів і розрядів у межах території майбутніх робіт. В інженерно-геодезичній практиці найчастіше мережа створюється заново, навіть при наявності близько розташованих пунктів раніше створених мереж. Це робиться з метою забезпечення вимог до точності визначення взаємного положення пунктів.

Інженерно-геодезичні мережі мають ряд характерних особливостей:

- мережі створюються в умовній системі координат із подальшою прив'язкою до державної системи координат;
- форма мережі визначається територією, що обслуговується, або конфігурацією об'єктів будівництва;
- кількість пунктів в мережі є незначною, а довжини сторін, як правило, короткі в порівнянні з державною геодезичною мережею;
- до пунктів мережі висуваються підвищені вимоги щодо стабільності положення в умовах будівництва;

Вибір виду побудови мережі залежить від багатьох факторів: типу об'єкта, його форми і площі; призначення мережі; фізико-географічних умов; необхідної точності; наявності відповідних приладів. Необхідно відмітити особливості, пов'язані із цільовим призначенням інженерно-геодезичних опорних мереж. Такі особливості властиві мережам, створюваним для гідротехнічного будівництва, для будівництва мостів, для будівництва висотних споруд; тунелів різного призначення, прецизійних споруд. Наприклад, при будівництві гребель значної висоти у вузьких річкових долинах виникає необхідність у побудові багатоярусної мережі, що дозволяє здійснювати поярусне розмічування об'єкта. Подібна за структурою побудови багатоярусна мережа створюється при будівництві висотних споруд. При будівництві мостового переходу виникає складність у виконанні вимірювань

уздовж берегів, а сторони мережі в повздовжньому напрямку в декілька разів перевищують довжину в поперечному напрямку. При будівництві тунелів і деяких видів прецизійних споруд підвищені вимоги висуваються до точності в одному певному напрямку. Розглянуті особливості визначають значне розмаїття опорних мереж як по конфігурації, так і по точності їх створення.

Принцип розвитку інженерно-геодезичної мережі на території будівництва, що враховує стадії проектування, будівництва і експлуатації, може бути наступним.

1. Мережу створюють за цільовим призначенням: зовнішня (головна) геодезична мережа, знімальна мережа, внутрішня (розмічувальна) мережа.

**Зовнішня геодезична мережа** повинна охоплювати всю територію будівництва, вона є носієм системи координат будівництва і використовується для спостережень за осіданнями та деформаціями. **Знімальна мережа** забезпечує виконання топографічного знімання на стадії вишукування та на ділянках між будівельними майданчиками. **Внутрішня мережа** забезпечує виконання розмічувальних робіт на монтажних горизонтах споруди.

2. На стадії розроблення проектного завдання для будівництва на всій території об'єкту створюють зовнішню планово-висотну геодезичну мережу.

3. При проектуванні зовнішньої геодезичної мережі необхідно передбачити можливість подальшого згущення мережі.

4. В період підготовки до зведення основних об'єктів на їхніх територіях рекомендується розпочати створення локальних внутрішніх мереж для геодезичного забезпечення розмічувальних робіт.

5. Після завершення робіт нульового циклу необхідно перенести на споруди основні і допоміжні осі, а також по можливості винести за межі котловану деякі пункти мережі.

6. Якщо на стадії будівельних робіт виникає необхідність спостереження за горизонтальними зміщеннями споруд, то перед



зведенням основної частини споруди доцільно створити постійні створи або побудувати невеликі високоточні лінійно-кутові мережі.

7. Висотну складову зовнішньої мережі необхідно розвивати відповідно до необхідної точності і вимог певного класу нівелювання, передбачаючи можливість забезпечення топографічних робіт, зведення споруд і спостережень за осіданнями і деформаціями та стабільністю вихідних фундаментальних реперів.

8. В проекті необхідно передбачити своєчасне перенесення пунктів, закріплених наземними знаками, на капітальні інженерні споруди, для того, щоб виключити непродуктивні витрати по багаторазовому відновленню пунктів або повторному вимірюванню мережі.

При своєчасному виконанні всіх зазначених умов буде забезпечено надійне виконання інженерно-геодезичних робіт та збереження необхідної кількості пунктів інженерно-геодезичної мережі при будівництві і експлуатації споруд і, таким чином, оперативне виконання геодезичних робіт.

## **§ 2.2. Системи координат в інженерній геодезії.**

### ***Перехід від державної до будівельної системи координат***

Основою для виконання всіх геодезичних робіт на території України є національна референсна система координат УСК-2000. На території України побудована українська постійно діюча мережа спостережень глобальних навігаційних супутникових систем (УПМ ГНСС) з 17 пунктів, яка постійно розширюється. З метою введення системи координат УСК-2000 у 2004 році було виконано спостереження на всіх пунктах постійнодіючої мережі в межах проекту з побудови Державної геодезичної мережі 1 класу. Визначення пунктів виконано методами супутникових радіонавігаційних спостережень з точністю 1 класу із використанням двохчастотних приймачів. В якості пунктів Державної мережі прийнято існуючі пункти Державної геодезичної

мережі побудовані відповідно до вимог Основних положень про Державну геодезичну мережу СРСР 1954-1961 рр. та Основних положень про Державну нівелірну мережу СРСР 1961 р. Щільність пунктів створеної державної геодезичної мережі України 1-го класу складає один пункт на 1000-1300 км<sup>2</sup>.

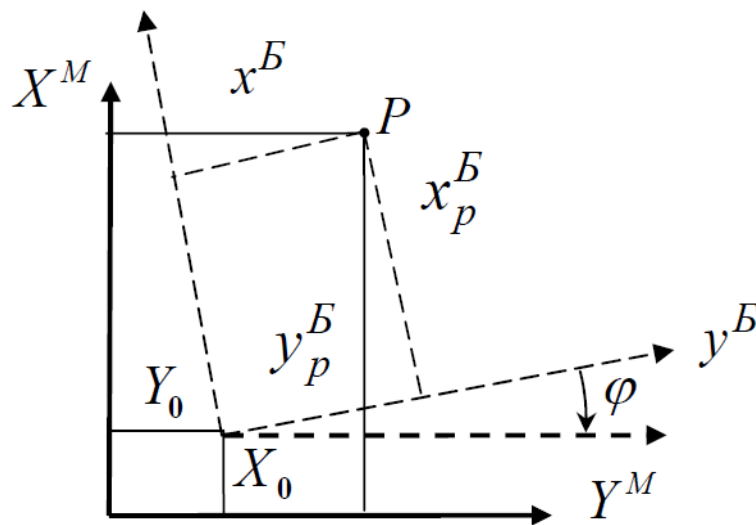
При реалізації міждержавних будівельних проектів (автомобільні дороги, нафто-газопроводи) та при спостереженнях за глобальними геодинамічними процесами, виникає необхідність у використанні глобальних систем координат. Якщо розглядати можливість використання глобальних систем координат, то необхідно відмітити, пункти УПМ Миколаїв, Сімеїз, Ужгород та Голосіїв-Київ зв'язані з European Vertical Reference Network (EUVN-97) і які передають зв'язок висотних основ Західної, Центральної та Східної Європи.

Сім українських пунктів: Київ (Голосіїв), Ужгород, Львів, Полтава, Миколаїв, Харків, Сімеїз включені у світову геодинамічну мережі (IGS), а дев'ять з пунктами Євпаторія і Чернігів в Європейську перманентну мережу (EPN). Координати станцій знаходяться у відкритому доступі в міжнародній земній референційній системі координат ITRF2000.

Окрім державної системи координат в містах вводять свої місцеві системи координат з умовним початком і місцевим меридіаном, що проходить приблизно через центр обраної території. Місцеві системи координат є плоскими і достатньо зручні для виконання інженерно-геодезичних робіт. Недоліком більшості місцевих систем координат є порівняно низька точність положення пунктів та відсутність параметрів переходу до державної системи координат. В останні роки в Україні відбувся масовий перехід до використання супутникових методів визначення місцеположення. Отже очікується, що найближчим часом всі місцеві системи координат будуть реконструйовані і прив'язані до державної системи координат з використанням супутникових методів.

Опорні інженерно-геодезичні мережі найчастіше створюються в умовній системі координат, яку називають будівельною і яка певним чином пов'язана з конструктивними елементами споруди. Як приклад можна навести будівельну систему координат, що використовується при будівництві мостового переходу. В такій системі координат одна з осей сполучається з віссю мостового переходу і відповідно початок системи координат також знаходиться на осі мостового переходу. Будівельна система координат є плоскою прямокутною, а визначення планових та висотних координат найчастіше виконують окремо.

Для зв'язку двох будь-яких плоских прямокутних систем координат використовують відомі залежності з аналітичної геометрії. Нехай на площині в будівельній системі координат задана деяка точка  $P (x_P^B, y_P^B)$  рис. 2.1. Потрібно знайти координати цієї точки в місцевій системі координат  $(X_P^M, Y_P^M)$ .



**Рис. 2.1 Перетворення між місцевою та будівельною системами координат**

Якщо відомий кут розвороту між двома системами -  $\Phi$ , координати початку будівельної системи координат відносно місцевої -  $X_0, Y_0$ , та масштабний множник -  $m$ , тоді координати точки розраховують за відомими виразами:

$$\begin{aligned} X_P^M &= mx_D^A \cos \varphi - my_D^A \sin \varphi + X_0 \\ Y_P^M &= my_P^B \cos \varphi - mx_P^B \sin \varphi + Y_0. \end{aligned} \quad (2.1)$$

Масштабний множник  $m$  приймають рівним 1. Він відхиляється від цього значення при використанні місцевих систем координат, які були створені з використанням застарілих технологій та обладнання і мають значні деформації. Параметри переходу визначають за допомогою методу найменших квадратів, це питання детально розглядається в курсі математичного оброблення геодезичних вимірів [15].

При створенні опорних інженерно-геодезичних мереж широкого розповсюдження набув супутниковий метод. Супутникові системи визначають прямокутні координати в загально земних просторових системах координат: GPS NAVSTAR - у системі координат WGS-84, ГЛОНАСС - у системі координат ПЗ-90. У зв'язку із цим виникає завдання перетворення (трансформування) координат у будівельну систему координат. Для того, щоб виконати перетворення координат, необхідно знати параметри перетворення.

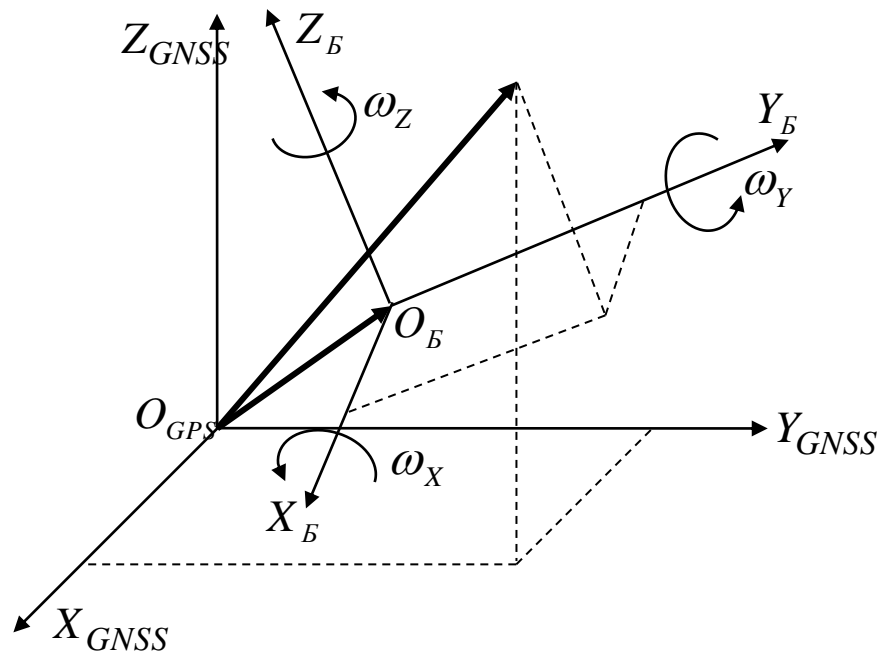
Основною формулою перетворення просторових координат з однієї системи в іншу, що реалізована в більшості програмних продуктів є перетворення просторових координат за Гельмертом:

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{(B)} = \begin{bmatrix} \delta X \\ \delta Y \\ \delta Z \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 + \delta m_X & \omega_Z & -\omega_Y \\ -\omega_Z & 1 + \delta m_Y & \omega_X \\ \omega_Y & -\omega_X & 1 + \delta m_Z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{(GNSS)} \quad (2.2)$$

де  $\omega_X, \omega_Y, \omega_Z$  – кути розвороту координатних осей;  $[X \ Y \ Z]_{(GNSS)}^T$  - координати точки визначені за допомогою супутникових спостережень;  $[X \ Y \ Z]_{(B)}^T$  - координати точки в будівельній системі, що задана проектом;  $[\delta X \ \delta Y \ \delta Z]^T$  - компоненти

вектора зсуву між системами координат;  $\delta m_{X,Y,Z}$  - поправки до масштабних коефіцієнтів вздовж координатних осей. Розглянуті параметри перетворення наведені на рис. 2.2.

У випадку виконання інженерно-геодезичних робіт ці параметри перетворення, як правило, невідомі. Для обчислення параметрів перетворення координат необхідно мати мінімум три пункти, координати яких відомі в двох системах координат. При більшій кількості пунктів параметри перетворення знаходять використовуючи метод найменших квадратів.



**Рис. 2.2. Просторове перетворення координат**

Зауважимо, що при перетворенні просторових систем координат з різною точністю визначення планових та висотних координат, що має місце при відсутності точної моделі квазігеоїда, важливим варіантом є використання двох масштабів між двома системами координат.

### § 2.3. Вибір поверхні відносності при побудові інженерно-геодезичних мереж

При створенні Державних геодезичних мереж за допомогою лінійно-кутових побудов на місцевості результати вимірювань редукувались на поверхню референц-еліпсоїд Красовського на якій в подальшому виконувалось вирівнювання геодезичної мережі. Супутникові методи дозволяють одразу визначати координати точок віднесені до конкретного референц-еліпсоїда, таким чином відпадає необхідність у проведенні редуційних обчислень. Разом з тим такий підхід визначає, що всі подальші мережі повинні проектуватися на єдину поверхню відносності. Після визначення координат всі точки проектуються на площину проєкції Гауса-Крюгера.

Раніше за вихідні сторони для геодезичної мережі приймали сторони державної мережі тріангуляції. При вирівнюванні мереж тріангуляції в довжини базисів вводять поправки за перехід до поверхні референц-еліпсоїда Красовського і на площину проєкції Гауса-Крюгера.

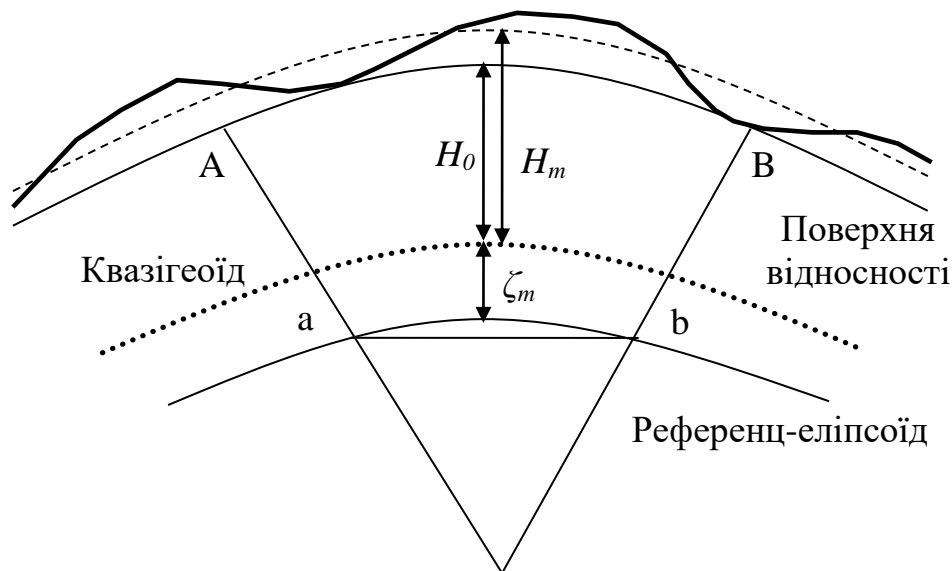


Рис. 2.3. Зв'язок між різними поверхнями відносності

Сумарна величина цих поправок може досягти суттєвих значень і тому безпосередньо виміряні сторони будуть відрізнятися від тих, які прийняті до вирівнювання.

Оскільки фундаменти споруд зводять на фізичній поверхні Землі, то важливо отримати реальні результати вимірювань без спотворень поправками, які не пов'язані з методикою і цілями вимірювань. Якщо прийняти в якості вихідної вимірювану сторону – то це внесе значні спотворення в створювану геодезичну мережу.

Поправку за віднесення сторони до прийнятої поверхні відносності  $\Delta_s = ab - AB$  (рис. 2.3) обчислюють за формулою:

$$\Delta_s = - \frac{S(H_m - H_0)}{R_s}, \quad (2.3)$$

де  $S$  – довжина вимірюваної сторони;

$H_0$  - висота поверхні відносності;

$H_m$  – середня позначка вимірюваної сторони;

$\zeta_m$  – висота квазігеоїда;

$R_s$  – радіус кривини поверхні відносності (земного еліпсоїда) по лінії сторони.

Якщо прийняти  $R_s = 6371$  км, і висоту приблизно 180 м, тоді для  $\Delta_s = - \frac{S(H_m - H_0)}{6370}$  будемо мати:

$$\Delta_s \approx \frac{1}{32000} S.$$

Така величина спотворення буде помітною при вирівнюванні мереж 4 класу точності.

В якості поверхні відносності приймають середній рівень будівельного майданчика, на трасах метрополітену - рівень осі тунелю або головок рейки.

Для того, щоб не враховувати різницю між висотою точок місцевості та поверхні відносності приймемо, що спотворення не

повинні перевищувати величини  $\frac{\Delta S}{S} \leq \frac{1}{200000}$ , тоді допустима різниця висот буде:

$$H_m - H_0 = -R_s \frac{\Delta S}{S} = -31.85 \text{ м.}$$

При такій різниці між поверхнею місцевості та поверхнею відносності поправку для мереж прийнятого рівня точності можна не враховувати.

Для того, щоб була можливість знехтувати поправкою за перехід до референц-еліпсоїда можна приводити всі виміри виконані на території будівництва на поверхню з відміткою  $H_0$ , яка дорівнює середній висоті території будівельного майданчика.

Всі виміри також редукують на площину координат проекції Гауса-Крюгера в 6-и або 3-и градусних зонах. Чим більша відстань мережі від осьового меридіану зони тим більше спотворення отримують виміряні в ній елементи.

Відстань  $S$  між двома точками на площині проекції Гаусса-Крюгера можна обчислити за формулою:

$$S = s + \frac{y_m^2}{2R_m^2} S + \dots \quad (2.4)$$

де  $s$  – відстань між цими ж точками на еліпсоїді вздовж геодезичної лінії;

$R_m$  – середній радіус кривизни для середньої точки лінії;

$y_m$  – середнє значення ординат кінцевих точок лінії.

Якщо обмежитись першим членом розкладання, то формула поправки за редукцію лінії буде:



$$\Delta_S^{\tilde{A}} = S \frac{y_m^2}{2R_m^2}. \quad (2.5)$$

Так при віддалені будівельного майданчика від осьового меридіану на 250 км, прийнявши  $y_m = 250$  км,  $R_m \approx 6371$  км, отримаємо:

$$\Delta_S^{\Gamma} = S \frac{62500}{2 \cdot 40576900} \approx \frac{1}{1300} S.$$

Таке спотворення буде помітним не тільки при обробленні ходів полігонометрії, але й при обробленні теодолітних ходів знімальної основи. Ці спотворення будуть впливати на точність топографічних планів масштабу 1:500 які є основою для проектування і перенесення проектів в натуру великих інженерних споруд.

Послабити вплив спотворень, які пов'язані з введенням поправок за редукування, можна різними шляхами:

1) З виразу (2.5) отримаємо вираз для обчислення допустимої відстані від осьового меридіану:

$$y_m = \sqrt{\frac{2R_m^2 \Delta_S^{\Gamma}}{S}}. \quad (2.6)$$

Для того, щоб спотворення не перевищували обраної величини 1/200000 відстань від осьового меридіана зони до будівельного майданчика за формулою (2.6) не повинна бути більшою за 20 км. Якщо ця віддаль більше 20 км, то необхідно вибрати незалежний меридіан, що проходить через середню точку будівельного майданчика. Таким чином при віддалені пунктів інженерно-геодезичної мережі менше ніж на 20 км від осьового

меридіана поправки у виміряні довжини ліній за перехід на поверхню відносності і редукування на площину проекції Гаусса-Крюгера можна не вводити.

2) Як відомо поправка за редукування на поверхню референц-еліпсоїда завжди від'ємна а поправка за перехід до проекції Гауса-Крюгера завжди додатня – можна поставити умову, щоб сумарна поправка не перевищувала 1: 200 000 довжини лінії.

Враховуючи вирази (2.3) і (2.5), отримаємо параметри компенсованої системи координат:

$$\frac{\delta_S}{S} = \frac{y_m^2}{2R_m^2} - \frac{(H_m - H_0)}{R_m}. \quad (2.7)$$

З виразу (2.7) отримаємо:

$$y_m = \sqrt{\frac{\delta_S}{S} \cdot 2R_m^2 + 2R_m(H_m - H_0)}. \quad (2.8)$$

За цією формулою можна обчислити на якій відстані від осьового меридіану при заданій середній висоті будівельного майданчика можна не вводити поправки за приведення на референц-еліпсоїд та приведення на поверхню Гауса-Крюгера.

Поверхню відносності та розташування осьового меридіану для району інженерно-геодезичних робіт вибирають з таким розрахунком, щоб сума цих двох поправок не перевищувала заданої величини. Якщо задана величина  $y_m$ , тоді:

$$H_m - H_0 = \frac{y_m^2}{2R_m^2},$$

або при заданій величині  $(H_m - H_0)$

$$y_m = \sqrt{2R_m(H_m - H_0)}.$$

Слід зазначити, що компенсована система не знайшла застосування при виконанні інженерно-геодезичних робіт. Практично висота поверхні відносності задається у проекті будівництва. Тому застосування цієї системи можливе лише у вузькій смузі з ординатою  $y_m$ .

При використанні пунктів Державної геодезичної мережі для будівництва виникає потреба у подвійному введенні редуційних поправок. Спочатку у обчисленні відстані між пунктами геодезичної мережі потрібно ввести поправку з протилежним знаком, приводячи, таким чином, величини відстаней на рівень фізичної поверхні Землі, а потім при необхідності - поправку за перехід на вибраний рівень поверхні відносності будівельного майданчика.

#### **§ 2.4. Розрахунок кількості стадій побудови інженерно-геодезичної мережі**

Інженерно-геодезична мережа повинна бути побудована раціонально, з дотриманням правил оптимального ведення робіт. При цьому може вирішуватись одна з двох задач: отримання найвищої точності мережі при заданих затратах сил, засобів і часу (оптимізація по критеріям точності) та створення мережі заданої точності з найменшими витратами фінансових коштів (оптимізація по ціновим критеріям).

Ці дві взаємопов'язані задачі розпадаються на цілий комплекс локальних задач для покращання технічних характеристик та економічного ефекту.

При проектуванні планових інженерно-геодезичних мереж важливо встановити вид мережі: чи буде ця мережа створена

повністю на базі пунктів Державної геодезичної мережі, або буде створена як локальна, будівельна мережа. Рішення про порядок створення мережі приймають на основі порівнянь точності елементів запроєктованої мережі з точністю вихідної мережі.

Попередній розрахунок точності інженерно-геодезичних мереж виконують за наближеними формулам, котрі дають наближені оцінки похибок проектних елементів з точністю 10-20%. Більш точна оцінка інженерно-геодезичних мереж виконується на стадії розроблення робочого проекту, коли інформація про конструкцію мережі і точність вимірювання її елементів стає більш вірною і детальною.

Для інженерних споруд на великих територіях геодезичні мережі створюють в декілька стадій. В такому випадку основним завданням є запроєктувати як найменше стадій.

Якщо в процесі побудови ступеневої мережі відбувається підвищення точності мережі, то кожна наступна стадія побудови пов'язана зі створенням локальної мережі. В цьому випадку мережа не може бути створена у вигляді одностадійної побудови.

Мінімальна кількість стадій дорівнює кількості переходів від менш точних інженерно-геодезичних мереж до більш точних.

Якщо розвиток мережі відбувається по принципу переходу від більш точних побудов до менш точних, то питання полягає в кількості стадій та точності мережі на кожній стадії.

Для розрахунку кількості стадій геодезичної мережі запропоновано декілька методів.

Сучасний підхід до розрахунку кількості стадій розвитку геодезичної основи базується на принципі раціонального зменшення стадій її розвитку.

Вважатимемо, що основу яка побудована на пунктах Української перманентної мережі ГНСС необхідно згустити *n* стадіями розвитку, останньою з яких будуть полігонметричні ходи, з точністю 1-го розряду згущення.

Згідно з відомими дослідженнями, раціонально коефіцієнт пониження точності при переході від однієї стадії до іншої задавати однаковим коефіцієнтом  $K$ . В такому випадку для проміжних стадій розвитку мережі можна записати:

$$\begin{aligned} T_1 &= \frac{T_m}{K}, \\ T_2 &= \frac{T_1}{K} = \frac{T_m}{K^2}, \\ T_3 &= \frac{T_2}{K} = \frac{T_m}{K^3}, \\ &\vdots \\ T_n &= \frac{T_m}{K^n}. \end{aligned} \quad (2.9)$$

де  $T_m$  - знаменник відносної похибки вихідної опорної геодезичної мережі,  $T_n$  - знаменник відносної похибки заключної стадії побудови мережі,  $\frac{1}{T}$  - відносна похибка. З виразу (2.9) знаходять:

$$k = \sqrt[n]{\frac{T_m}{T_n}} \Rightarrow n = \log_k \frac{T_m}{T_n} \quad (2.10)$$

Для прикладу, якщо згустити пункти Державної геодезичної мережі Української мережі ГНСС трьома стадіями, при умові  $T_m = 300\,000$ ,  $T_n = 10\,000$ ,  $n = 3$ , отримаємо:

$$k = \sqrt[3]{\frac{300\,000}{10\,000}} = \sqrt[3]{30} \approx 3.1.$$

Доцільно прийняти коефіцієнт пониження точності рівним  $k = 3$ .

Відносна похибка 1-ої стадії згущення буде,

$$T_1 = \frac{T_m}{k} = \frac{300\,000}{3} \approx 100\,000,$$

а гранична буде 1:50000, що добре узгоджується з точністю мережі 1 розряду триангуляції (табл. 2.2).

Відносна похибка 2-ої стадії згущення буде:

$$T_2 = \frac{T_m}{k^2} = \frac{300\,000}{9} \approx 33\,000,$$

а гранична буде 1:17000, що добре узгоджується з точністю мережі 2 розряду триангуляції (табл. 2.2).

Відносна похибка 3-ої стадії згущення буде,

$$T_3 = \frac{300\,000}{27} \approx 11\,000,$$

а гранична буде 1:5500, що відповідає точності прокладання полігонометрії 2 розряду (табл. 2.2).

Отримані відносні похибки  $T_i$  порівнюються з параметрами точності Державних мереж (табл. 2.1) або мереж згущення (табл. 2.2).

Приймається той вид і клас мережі, який ближче по точності з розрахованими  $T_i$ .

При побудові планових мереж супутниковими методами для використання виразу (2.10) доцільно визначити середні довжини ліній для кожної стадії розвитку мережі і використовувати відносну похибку.

Якщо на ділянці на якій необхідно створити інженерно-геодезичну мережу немає пунктів геодезичної основи, тоді для розрахунку необхідної точності побудови геодезичної основи на різних стадіях приймається умова, що похибка взаємного

положення двох пунктів останньої стадії розвитку, розташованих на відстані 1 км одна від одної, з врахуванням похибок вимірювань в попередніх стадіях, не перевищувала величини заданої похибки  $M$ .

При проектуванні інженерно-геодезичних мереж доцільно мати якомога менше ступенів, що сприяє забезпеченню необхідної точності виконання інженерно-геодезичних знімальних та розмічувальних робіт.

На значних за розміром будівельних майданчиках, як правило, створюють трьохступеневі мережі. При більш сприятливих умовах – 2 ступені. А на майданчиках з площею більше 100 км<sup>2</sup> – 4 ступені.

Оскільки мережі розвиваються незалежними, то середня квадратична похибка в положенні пунктів мережі буде дорівнювати [109]:

$$m = \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_3^2}, \quad (2.11)$$

де  $m_i$  – середні квадратичні похибки визначення пунктів у кожній ступені мережі.

Похибки старших ступенів мережі для нижчих ступенів будуть похибками вихідних даних. Для зменшення деформацій мережі від впливу цих похибок висунемо умову для кожної ступені:

$$m_{\text{вих}} \leq \frac{m_{\text{внм}}}{k}, \quad (2.12)$$

де  $k$  – коефіцієнт зменшення впливу вихідних даних (кожної ступені) на наступній ступені мережі;

$m_{\text{вих}}$  – середня квадратична похибка вихідних даних;

$m_{\text{внм}}$  – середня квадратична похибка вимірювань ступені.

Тоді загальна середня квадратична похибка складе:

$$m^2 = m_{\text{вих}}^2 + m_{\text{вим}}^2,$$

або

$$m = m_{\text{вих}} \sqrt{1 + \frac{1}{k^2}}. \quad (2.13)$$

Вважається що похибки попередніх ступенів (вихідних даних) будуть несуттєвими, коли

$$m - m_{\text{вим}} \leq m_m, \quad (2.14)$$

де  $m_m$  – середня квадратична похибка середньої квадратичної похибки  $m$ .

Тоді

$$m^2 - m_{\text{вим}}^2 \approx 2m_{\text{вих}} m_m \quad (2.15)$$

Коефіцієнт  $k$  визначиться за формулою:

$$k = \frac{1}{\sqrt{2 \frac{m_m}{m_{\text{вим}}}}}, \quad (2.16)$$

Відношення  $\frac{m_m}{m_{\text{вим}}}$  можна отримати при прийнятній довірчій ймовірності  $P_1 = 0,997$ , або  $P_2 = 0,95$ , тощо. За розподілом Лапласа при  $P_1 = 0,997$  величина  $\frac{m_m}{m_{\text{вим}}} = 5\%$ , а при  $P_2 = 0,95$  –  $\frac{m_m}{m_{\text{вим}}} = 10\%$ . За цими значеннями отримуємо:



$$k_1 = \frac{1}{\sqrt{0,1}} = 3,1 \approx 3; k_2 = \frac{1}{\sqrt{0,2}} = 2,2 \approx 2.$$

Для трьох ступенів мережі, коли  $k$  – постійна величина, отримаємо:

$$m_2 = \frac{m_3}{k}; m_1 = \frac{m_2}{k} = \frac{m_3}{k^2}.$$

Тоді

$$m = \sqrt{m_3^2 + \frac{m_3^2}{k^2}} = \frac{m_3}{k^2} = m_3 Q, \quad (2.17)$$

$$\text{де } Q = \sqrt{1 + \frac{1}{k^2}} = \frac{1}{k^2}.$$

Практично приймають середню квадратичну похибку визначення пункту мережі рівною 0,2 мм в масштабі топографічного плану, тоді

$$m_1 = \frac{0.2\text{мм}M}{k^2 Q}; m_2 = \frac{0.2\text{мм}M}{k Q}; m_3 = \frac{0.2\text{мм}M}{Q}. \quad (2.18)$$

При  $k = 2$  в масштабі опорного плану  $1:M \geq 1:500$  отримаємо  $m_1 = 2,2\text{см}; m_2 = 4,4\text{см}; m_3 = 8,8\text{см}$  [109].

При проектуванні опорних мереж на будівельному майданчику необхідно забезпечувати точність опорного плану  $1:M$  та вимоги до точності виконання розмічувальних робіт при винесенні головних осей споруд.

Розраховані середні квадратичні похибки покладають в основу проектування ступеневої опорної мережі.

Слід зазначити, що відносні точності взаємного положення двох точок в різних стадіях побудови мережі, отримані для вирівняних мереж і їх не можна ототожнювати з допустимими чи середніми відносними похибками.

При наявності ходів з вузловими точками – це підвищує фактичну точність геодезичної мережі. Це підвищення слід розглядати як запас точності.

При використанні супутникових методів, після вирівнювання відомі не лише відносні похибки визначення базових ліній, а й середні квадратичні похибки абсолютного положення кожного пункту.

### ***§ 2.5. Загальний підхід до виконання попереднього розрахунку точності при проектуванні геодезичних мереж***

Основу будь-якого геодезичного проектування становлять вимоги до точності виконання робіт. Стосовно до побудови опорних інженерно-геодезичних мереж завдання полягає в призначенні або розрахунку похибки функції того або іншого елемента мережі. Оскільки опорні мережі можуть розвиватися в кілька стадій, то існують поняття про вихідну і постадійну точність. Під вихідною точністю розуміють точність визначення положення точки, осідання реперів і т. п. Постадійна точність є функцією від вихідної, її частини, що припадає на кожну стадію побудови. При одностадійній побудові вихідна точність і постадійна збігаються.

При проектуванні інженерно-геодезичних мереж, виходячи із призначення, виду і площі об'єкта, необхідно вирішити наступні завдання:

- визначити вихідні вимоги до точності побудови мережі;
- визначити кількість стадій розвитку мережі;

- вибрати для кожної стадії вид побудови мережі;
- призначити загальні вимоги до точності побудови мережі на кожній стадії;
- визначити необхідну точність окремих видів вимірювань на кожній стадії побудови мережі.

Ці завдання можуть бути вирішені двома шляхами.

**Перший шлях.** Виходячи з умов проектування, визначають конкретний вид мережі і вибирають клас її побудови. Для вибраного класу мережі існують геометричні і точнісні параметри, які наводяться в нормативних документах. Керуючись ними, розробляють проект і виконують його оцінку. Результати оцінки порівнюють із заданими або нормативними вимогами і роблять відповідні висновки. Далі вибирають рекомендовані інструкціями методи і засоби вимірювань. Такий принцип вирішення задачі проектування звичайно застосовують при проектуванні опорних мереж для виконання великомасштабного топографічного знімання і винесення в натуру головних та основних осей будинків і споруд при забудові населених пунктів.

**Другий шлях.** Для опорних інженерно-геодезичних мереж спеціального призначення проектування і розрахунків точності виконують, керуючись призначенням мережі; задають або розраховують вихідні вимоги до точності. Виходячи з необхідної щільності і можливих місць розташування пунктів, проектується схема мережі. При цьому можна керуватися геометричними параметрами, які приблизно відповідають певним класам мереж. Далі на основі розрахунків визначається клас побудов для кожного рівня розвитку мережі. Так само на основі розрахунків визначається методика і вибираються засоби вимірювань на кожній стадії.

При розрахунках в обох випадках проектування визначають:

$$m_F = \mu \sqrt{\frac{1}{P_F}} \quad (2.19)$$

де  $m_F$  – середня квадратична похибка функції в найбільш слабкому місці мережі або важливого елемента в вирівнюваній мережі;  $\mu$  - похибка одиниці ваги;  $1/P_F = Q_F$  - обернена вага оцінюваного елемента (функції).

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

З урахуванням похибки вихідних даних  $m_{\hat{A}\hat{E}\hat{O}}$  сумарна середня квадратична похибка буде:

$$m = \sqrt{m_{\text{ВИХ}}^2 + m_F^2} \quad (2.26)$$

У першому випадку, знайшовши обернену вагу і задавши похибку одиниці ваги, що відповідає обраному нормативному класу, визначають похибку  $m_F$  функції оцінюваного елемента мережі і порівнюють її з нормативною.

У другому випадку - за обчисленою величиною оберненої ваги і заданій похибці функції оцінюваного елемента знаходять похибку одиниці ваги  $\mu$ . На основі отриманої величини  $\mu$  вибирають методику вимірювань.

При строгому розв'язанні обернену вагу функції оцінюваного елемента знаходять із вирівнювання. Оскільки вимірювань до створення мережі немає, питання про вирівнювання відпадає. Але, оскільки оцінюється обернена вага функції вирівнених елементів, то для її обчислення, приймають вільні члени відповідних рівнянь рівними нулю і таким чином можна використати принципи і прийоми вирівнювання.

Найбільш повною оцінкою точності мережі є кореляційна матриця похибок в координатах пунктів мережі, обчислення якої виконують на ЕОМ, використовуючи одну зі стандартних програм, складених для вирівнювання мереж. При оцінці проекту мережі вихідними даними слугують зняті зі схеми мережі наближені координати пунктів, кути та відстані, а також задають очікувані середні квадратичні похибки вимірювань. За цими даними відповідно до програми, яка, як правило, побудована на основі параметричного способу вирівнювання, ЕОМ складає для мережі матрицю  $A$  коефіцієнтів рівнянь поправок для всіх виміряних величин. Потім складають відповідну до цих рівнянь матрицю  $P$  та за правилами методу найменших квадратів переходять до матриці  $N$  коефіцієнтів нормальних рівнянь для мережі в цілому:

$$N = A^T P A \quad (2.21)$$

де  $A^T$  - транспонована по відношенню до  $A$  матриця.

Для того щоб знайти обернені ваги функції елементів мережі, знаходять обернену матрицю коефіцієнтів нормальних рівнянь та отримують зворотню до неї матрицю  $Q$  вагових коефіцієнтів [15].

$$N^{-1} = Q = \begin{pmatrix} Q_{11} & Q_{12} & \dots & Q_{1m} \\ Q_{21} & Q_{22} & \dots & Q_{2m} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ Q_{m1} & Q_{m2} & \dots & Q_{mm} \end{pmatrix} \quad (2.22)$$

де  $m$  – подвоєне число визначуваних пунктів.

Помноживши обернену матрицю на дисперсію одиниці ваги, отримаємо кореляційну матрицю похибок координат пунктів мережі [15].

$$K_X = \begin{bmatrix} m_{x_1}^2 & k_{x_1y_1} & k_{x_1y_2} & \dots & k_{x_1y_n} \\ k_{x_1y_1} & m_{y_1}^2 & k_{x_2y_1} & \dots & k_{y_1y_n} \\ k_{x_1y_2} & k_{x_2y_1} & m_{x_2}^2 & \dots & k_{x_2y_n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{x_1y_n} & k_{y_1y_n} & k_{x_2y_n} & \dots & m_{y_n}^2 \end{bmatrix} \quad (2.23)$$

де  $m_{xi}$  та  $m_{yi}$  – середні квадратичні похибки абсциси та ординати  $i$ -го пункту;  $k_{x_iy_j}$  та  $k_{x_ix_j}$  – відповідні кореляційні моменти;  $n$  – кількість пунктів мережі. По головній діагоналі цієї матриці розташовані квадрати середніх квадратичних похибок координат пунктів мережі, так що відразу видно, чи задовольняє запроєктована мережа вимогам до точності розташування пунктів чи необхідно підвищити точність вимірювань або покращити конфігурацію мережі.

Маючи кореляційну матрицю похибок в координатах пунктів (кореляційну матрицю координат), можна дати відповідь на ряд питань стосовно точності елементів мережі.

Компоненти кореляційної матриці дозволяють оцінити точність лінії, між двома пунктами мережі. Позначимо проекції лінії  $R$  на координатні осі через  $\Delta x$  та  $\Delta y$ . Кореляційну матрицю цих проекцій обчислимо, використавши при цьому компоненти кореляційної матриці  $K_X$  (2.29),

$$K_R = \begin{bmatrix} m_{\Delta x}^2 & k_{\Delta x \Delta y} \\ k_{\Delta x \Delta y} & m_{\Delta y}^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{x_1}^2 + m_{x_2}^2 - 2k_{x_1x_2} & k_{x_1y_1} - k_{x_2y_1} - k_{x_1y_2} + k_{x_2y_2} \\ k_{x_1y_1} - k_{x_2y_1} - k_{x_1y_2} + k_{x_2y_2} & m_{y_1}^2 + m_{y_2}^2 - 2k_{y_1y_2} \end{bmatrix} \quad (2.24)$$

Знаючи кореляційну матрицю похибок положення однієї точки

$$K_X = \begin{bmatrix} m_x^2 & k_{xy} \\ k_{xy} & m_y^2 \end{bmatrix}, \quad (2.25)$$

можна визначити похибку положення цієї точки за будь-яким напрямком. Таким чином, середня квадратична похибка в напрямку з дирекційним кутом  $\alpha$  буде:

$$m_\alpha = \sqrt{m_x^2 \cos^2 \alpha + m_y^2 \sin^2 \alpha + k_{xy} \sin 2\alpha}. \quad (2.26)$$

Використання кореляційних матриць дозволяє при інженерно-геодезичних роботах більш точно враховувати вплив похибок положення пунктів інженерно-геодезичної мережі на точність винесення проекту в натуру.

Слід зазначити, що програми для вирівнювання мереж та оцінки їх точності на ЕОМ можуть використовуватись при аналізі точності мережі будь-якого вигляду – триангуляції, лінійно-кутової, полігонометрії, трілатерації. Звичайно, подібні обчислення можуть бути виконані вручну, однак в сучасних умовах ручний розрахунок є недоцільним.

Поряд з основним, строгим способом оцінювання точності проекту мережі, орієнтованим на використання ЕОМ, існують і наближені способи, які дозволяють, порівнюючи різноманітні варіанти побудови мережі, особливо у польових умовах, оперативно приймати достатньо обґрунтовані рішення. Такі наближені способи вже не є універсальними, а орієнтовані на конкретні види мереж [15].

## **§ 2.6. Планові інженерно-геодезичні мережі. Призначення та види планових мереж**

Головною плановою геодезичною основою на міських і великих промислових територіях, а також на територіях розроблення сировинних баз і корисних копалини є планові державні геодезичні мережі.

Державна геодезична мережа України — це мережа геодезичних пунктів, рівномірно розміщених на території держави, побудована із застосуванням сучасних глобальних навігаційних супутникових систем, яка забезпечує поширення координат, висот та прискорення сили ваги і є вихідною для створення інших мереж.

Середня щільність ДГМ не менше одного пункту на 30 км<sup>2</sup>. Для геодезичного забезпечення топографічного знімання встановлено наступні норми щільності пунктів та реперів ДГМ:

- для знімання у масштабі 1:25 000 та 1:10 000 — 1 пункт на 30 км<sup>2</sup> і 1 репер на трапецію масштабу 1:10 000;
- для знімання у масштабі 1: 5 000 - 1 пункт на 20-30 км<sup>2</sup> і 1 репер на 10-15 км<sup>2</sup>;
- для знімання у масштабі 1: 2 000 і більше - 1 пункт на 5-15 км<sup>2</sup> та 1 репер на 5-7 км<sup>2</sup>.

Для топографічного та кадастрового знімання в масштабі 1:2 000 і більше на доповнення до пунктів ДГМ визначаються пункти геодезичних мереж згущення та знімальних геодезичних мереж.

Точність планової державної геодезичної мережі розрахована на забезпечення в єдиній системі координат знімальних робіт в великих масштабах.

Планова геодезична мережа включає:

- українську постійнодіючу мережу спостережень ГНСС (УПМ ГНСС);
- астрономо-геодезичну мережу 1 класу;
- геодезичну мережу 2 класу;
- геодезичну мережу згущення 3 класу.



Для вирішення спеціальних наукових та прикладних задач будуються геодезичні мережі спеціального призначення за окремими проектами та програмами.

Планова геодезична мережа задає на всю територію країни Державну геодезичну референцну систему координат 2000 року - УСК-2000, яка застосовується як єдина система координат при виконанні топографічного, картографічного, кадастрового знімання, оновлення карт і планів, знімання континентального шельфу та водних об'єктів.

Геодезична мережа з необхідною точністю і щільністю пунктів мережі поширює на територію держави світову геодезичну систему WGS-84, Міжнародну земну референцну систему ITRS та європейську земну референцну систему 1989 року ETRS89, які використовуються під час міжнародних досліджень, в яких бере участь Україна, зокрема при вивченні глобальних геодинамічних та сейсмічних процесів, вивчення фігури Землі, а також у космічній та транспортній галузях.

Положення пунктів української постійно діючої мережі спостережень глобальних навігаційних супутникових систем та геодезичної мережі 1 класу визначається в трьох системах координат: загальноземній, європейській та референцній. Між цими системами встановлюються однозначні зв'язки, які визначаються параметрами зв'язку систем.

За світову систему координат приймається світова геодезична система 1984 року - World Geodetic System 1984 (WGS-84).

За загальноземну систему координат приймається міжнародна земна референцна система - International Terrestrial Reference System (ITRS) Міжнародної служби обертання Землі. Система ITRS реалізується Секцією координатної основи Центрального бюро Міжнародної служби обертання Землі - International Earth Rotation Service (IERS) з присвоєнням їй відповідної назви -International Terrestrial Reference Frame (ITRF), тобто реалізація ITRS на відповідну епоху.

За європейську систему координат приймається європейська земна референцна система 1989 року — European Terrestrial Reference System 1989 (ETRS89). Реалізація системи ETRS89 виконується підкомісією з питань європейської референцної основи - IAG Subcommisson for Europe (EUREF) з присвоєнням їй відповідно назви — European Terrestrial Reference Frame — ETRF, тобто реалізація ETRS89 на відповідну епоху.

ITRS та ETRS89 за відліковий еліпсоїд використовують геодезичну референцну систему 1980 року - Geodetic Reference System 1980 (GRS1980).

УСК-2000 утворена від ITRS/ITRF2000. За відліковий еліпсоїд у ній прийнято референц-еліпсоїд Красовського з відповідними параметрами.

Положення пунктів ДГМ у прийнятих координатних системах задаються:

- просторовими прямокутними координатами  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ . Вісь  $X$  лежить у площині нульового меридіана,, Вісь  $Y$  - у площині екватора і спрямована праворуч від площини нульового меридіана, а вісь  $Z$  збігається з віссю обертання відлікового еліпсоїда;

- початком координат є центр відлікового еліпсоїда;

- геодезичними еліпсоїдальними координатами: геодезичною широтою  $B$ , геодезичною довготою  $L$  та геодезичною висотою  $H$ :

- плоскими прямокутними координатами  $x$  та  $y$ .

Плоскі прямокутні координати  $x$ ,  $y$  обчислюються на площині у конформній проекції Гаусса - Крюгера в шестиградусних зонах. Осьовими меридіанами шестиградусних зон на території України є меридіани з довготами  $21^\circ$ ,  $27^\circ$ ,  $33^\circ$ ,  $39^\circ$ .

Початком координат у кожній зоні є точка перетину осьового меридіана з екватором, значення абсциси приймається за 0 м, а значення ординати на осьовому меридіані — рівним 500 000 м.

Для забезпечення топографічного та кадастрового знімання у масштабах 1:5000 і більших використовуються прямокутні координати в триградусних зонах. Осьовими меридіанами триградусних зон є меридіани з довготами  $21^\circ$ ,  $24^\circ$ , ...  $39^\circ$ .

Координати і висоти пунктів геодезичних мереж згущення та геодезичних мереж спеціального призначення можуть обчислюватись у місцевих системах координат і висот, однозначно зв'язаних з системою координат УСК-2000.

УПМ ГНСС включає:

- постійнодіючі станції спостережень ГНСС, на яких безперервно виконується комплекс супутникових, астрономо-геодезичних, гравіметричних та геофізичних спостережень;

- періодично діючі станції спостережень ГНСС на яких час від часу, раз на 5 років, виконується комплекс супутникових, астрономо-геодезичних, гравіметричних та геофізичних спостережень;

- центри оброблення інформації (Центр геодезичних досліджень Науково-дослідного інституту геодезії і картографії та Головна астрономічна обсерваторія Національної академії наук України).

Просторове положення станцій УПМ ГНСС визначається методами супутникових геодезичних спостережень в загальноземній системі координат з відносною похибкою  $\Delta p/p = 1:10^8$  (де  $\Delta p$  — середня квадратична похибка визначення вектора  $p$ ) при середній відстані між ними 100-300 км.

Державна геодезична мережа 1 класу (ДГМ-1) будується у вигляді однорідної за точністю просторової геодезичної мережі, яка складається з системи рівномірно розміщених геодезичних пунктів, віддалених один від одного на 30-50 км. Довкола великих міст і промислових районів відстань між пунктами ДГМ-1 становить 20-40 км. ДГМ-1 є геодезичною основою для побудови геодезичних мереж нижчих класів і забезпечення подальшого

підвищення точності існуючої ДГМ з використанням методів супутникової геодезії.

Система координат, яка задається пунктами ДГМ-1, надійно зв'язана із станціями УПМ ГНСС та аналогічними пунктами різних держав у рамках узгоджених наукових проектів міжнародного співробітництва.

Просторове положення пунктів ДГМ-1 визначається винятково методами супутникових геодезичних спостережень у загальноземній, європейській та референцній системах координат з відносною похибкою  $\Delta p/p = 1:10^6$  ( $\Delta p$  — середня квадратична похибка визначення вектора  $p$ ).

Геодезична мережа 2 класу (ДГМ-2) є вихідною геодезичною основою для побудови геодезичної мережі 3 класу, геодезичних мереж згущення та геодезичних мереж спеціального призначення.

Пункти ДГМ-2 розміщуються на відстані 8-12 км один від одного, а на території міських населених пунктів, великих промислових об'єктів - 5-8 км, їх положення визначається, як правило, відносними методами супутникових геодезичних спостережень.

Геодезична мережа 3 класу (ДГМ-3) будується з метою збільшення кількості пунктів до щільності, яка забезпечує створення знімальної основи великомасштабного топографічного знімання. Вона включає наявні геодезичні мережі 3 та 4 класу, побудовані згідно з вимогами основних положень про державну геодезичну мережу СРСР 1954-1961 рр. з наступним перевизначенням та переведенням пунктів 4 класу у 3-й клас, та нові пункти геодезичної мережі 3 класу. Нові пункти ДГМ-3 визначаються методами супутникових геодезичних спостережень, а також традиційними лінійно-кутовими методами: триангуляції, трілатерації та полігонометричних ходів.

Таблиця 2.1

## Вимоги до побудови Державних геодезичних мереж

Клас мережі	2-го класу (ДГМ-2)				3-го класу (ДГМ-3)			
	супутни- ковий	триангу- ляція	полігоно- метрія	трилате- рація	супутни- ковий	триангу- ляція	полігоно- метрія	трилате- рація
Метод побудови								
Параметри мережі								
Периметр полігона, км			150-180				70-90	
Найбільша довжина ходу, км			60				30	
Довжина сторін (min – max), км	5-20	7-20	5-12	5-12	2-10	5-8	2-8	2-8
Кількість сторін	6		6		6		6	
СКП взаємного положення пунктів, м	0,03-0,05				0,05			
СКП вимірювання кутів, ..."		1,0	1,0			1,5	1,5	
Допустима нев'язка у трикутнику, ..."		4,0				6,0		
Кутова нев'язка ходу, ..."			$3,0\sqrt{n}$				$3,0\sqrt{n}$	
Відносна похибка вимірювань сторін (базису) $\frac{m_s}{s}$	1:300000				1:200000			
СКП вимірювань сторін, не більше, м	0,03		0,03	0,03			0,04	0,04

СКП – середня квадратична похибка;

N – кількість пунктів.

Нормальні висоти пунктів ДГМ-1, ДГМ-2 та ДГМ-3 визначаються геометричним або GPS-нівелюванням. Середня квадратична похибка взаємного положення пунктів за висотою не більше 0,05 м.

У гірській і важкодоступній місцевості середня квадратична похибка взаємного положення суміжних пунктів за висотою не повинна перевищувати 0,10 м.

Основні вимоги до побудови ДГМ-2 і ДГМ-3 наведено у табл. 2.1.

Подальше згущення пунктів геодезичної основи для виконання топографічного знімання та інженерних вишукувань для будівництва здійснюється за допомогою відносних супутникових спостережень або побудовою лінійно-кутових мереж 1 і 2 розрядів (табл. 2.2).

Таблиця 2.2

Основні характеристики геодезичних мереж згущення

Розряд	Довжина сторони, км	Середня квадратична похибка вимірювання кута, сек.	Відносна похибка	
			вимірювання сторони	найслабшої сторони
Триангуляція				
1	0,5 – 5	5	1:50 000	1:20 000
2	0,25 – 3	10	1:20 000	1:10 000
Полігонометрія				
1	0,12 – 0,8	5	1:10 000	
2	0,08 – 0,35	10	1:5 000	

Геодезична основа, отримана шляхом побудови мереж 1,2 і 3 класів, а також мереж згущення 4 класу та 1 і 2 розрядів, надалі згущується шляхом побудови знімальної мережі. Методи побудови геодезичної знімальної мережі і необхідна щільність пунктів планової мережі залежать від запроєктованого методу виконання великомасштабного знімання. Найчастіше знімальну основу створюють шляхом прокладання теодолітних ходів. Використання електронних тахеометрів, які інтегровані з GPS-приймачами дозволяє скоротити кількість стадій мереж згущення. В залежності від наявності пунктів державної геодезичної мережі в районі робіт при використанні GPS обладнання, знімання можна вести безпосередньо, без побудови мереж згущення, або знімальної мережі.

Початковими для розрахунку точності планових геодезичних мереж, призначених для інженерних вишукувань та великомасштабного топографічного знімання, є вимоги до точності знімальних мереж: граничні похибки положення пунктів знімальної основи відносно пунктів державної геодезичної мережі і геодезичних мереж згущення не повинні перевищувати на відкритій місцевості і забудованих територіях 0,2 мм в масштабі плану.

При побудові спеціальних геодезичних мереж їх точність і щільність можуть істотно мінятися при переході від одного етапу будівництва до іншого. Найчастіше на стадії вишукувань геодезична мережа будується з розрахунку вимог знімальних робіт, на стадії будівництва – задоволення вимог до точності розмічувальних робіт, в період експлуатації споруди – з вимогами до точності робіт, що виконуються при спостереженнях за осіданнями і деформаціями споруд. При цьому вимоги до точності геодезичних вимірювань зростають від стадії до стадії.

За відсутності пунктів державної геодезичної мережі на території, що охоплюється проектуванням, для великомасштабного знімання і для наступних розмічувальних робіт будують вільні мережі: супутникові, полігонометрії, тріангуляції або трілатерації.

На відкритій місцевості геодезичні мережі будують переважно з використанням супутникових методів. На територіях міст найбільш перспективним є створення лінійно-кутових мереж, що володіють великими запасами точності визначення координат в порівнянні з мережами тріангуляції і трілатерації. Крім того, лінійно-кутові мережі можна будувати з великими відступами від типових фігур, зберігаючи при цьому необхідну точність.

Планові інженерно-геодезичні мережі, призначені для інженерно-геодезичних розмічувальних робіт при будівництві

великих комплексів фабрично-заводського будівництва, великих інженерних і унікальних споруд, спеціальних наукових і виробничих споруд, автоматичних ліній і напрямних значної протяжності, великих мостів, комплексів гідротехнічних споруд і дамб, тунелів різного призначення, у тому числі і тунелів метрополітену, різних споруд спеціального призначення, будуються, як правило, у вигляді вільних мереж. При вирівнюванні таких мереж всі елементи мережі озглядають як виміряні і визначають поправки одночасно для всіх виміряних величин у мережі. Ця обставина дозволяє відносити такі мережі до розряду вільних. Прив'язка до пунктів державної геодезичної мережі, здійснюється тільки з метою орієнтування мережі, отримання вихідних координат в загальнодержавній системі та включення пунктів інженерно-геодезичної мережі до певного класу державної мережі.

При порівняно невеликих розмірах території найбільш раціональною, з погляду геометричних якостей і забезпечення найбільшої точності отримання координат пунктів, є лінійно-кутова мережа, побудована з рівносторонніх трикутників з додатковими діагональними елементами.

При значному розмірі території будується супутникова мережа. При цьому геометрична форма мережі не має суттєвого впливу на точність визначення координат. Ця умова накладає менші обмеження на місця розташування пунктів спостережень. Слід пам'ятати, що при виникненні необхідності у підвищенні точності мережі найбільш простим і раціональним методом може бути виконання додаткових лінійно-кутових вимірювань. Тому при проектуванні місць закладення пунктів геодезичної опорної мережі необхідно передбачити можливість виконання не тільки супутникових, але й наземних спостережень.



## **§ 2.7. *Проектування та розрахунок точності планових інженерно-геодезичних мереж***

### **2.7.1. Мережі триангуляції і трілатерації**

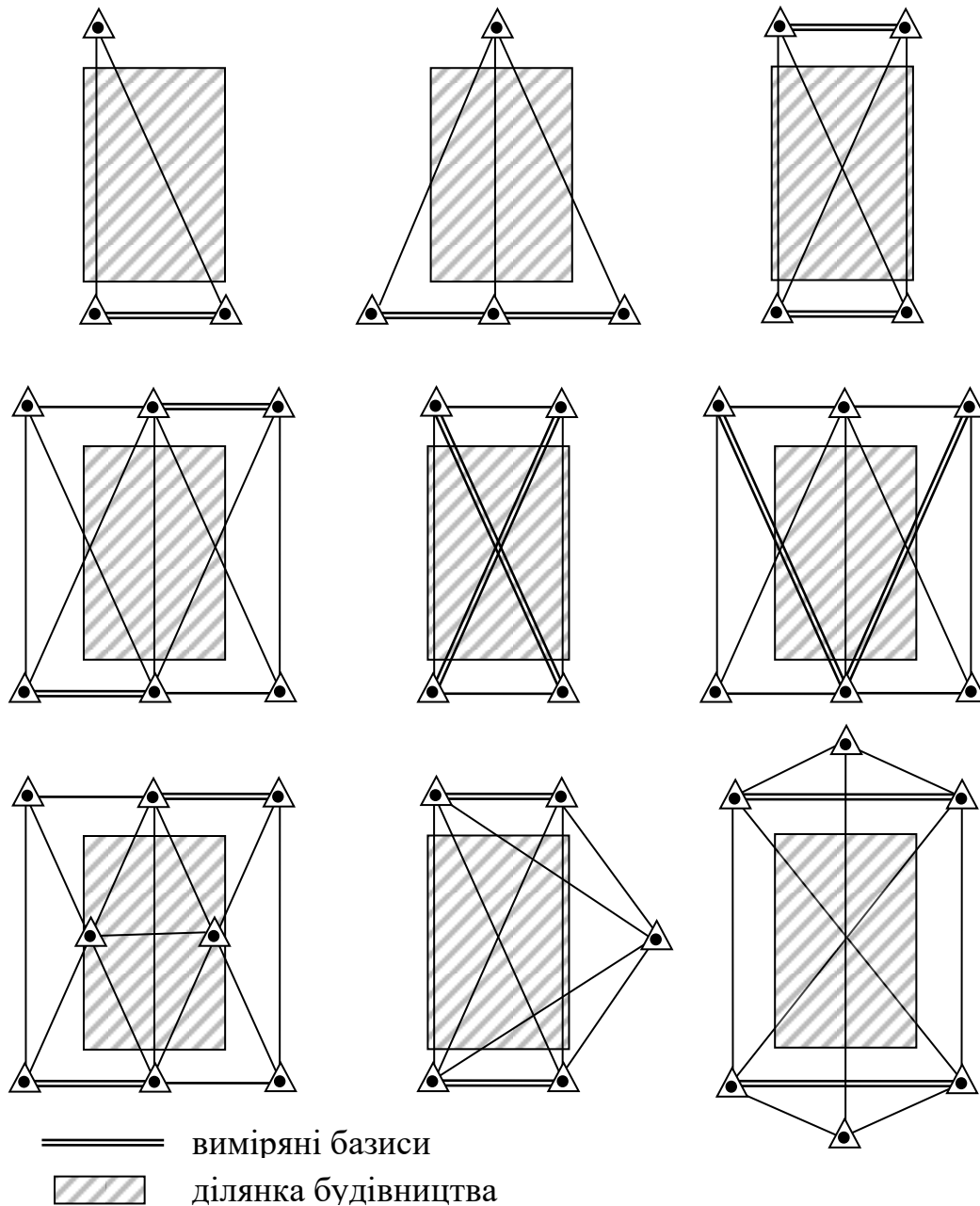
Побудова планових інженерно-геодезичних мереж методом триангуляції, як мережі трикутників, у якій вимірюються всі кути та довжини окремих – базисних сторін, довгий час була основним методом. Це пояснювалось труднощами, пов'язаними з вимірюванням довжин ліній. Застосування триангуляції також дозволяло обмежитись вимірюванням меншої кількості величин.

Триангуляційні мережі в інженерно-геодезичних роботах використовуються як основа для топографічного знімання і розмічувальних робіт, а також для спостережень за деформаціями споруд.

Для вимірювання базис обирають на рівній горизонтальній ділянці з загальним ухилом не більше  $2^{\circ}$ . Довжина базисів повинна бути такою, щоб кути в мережі були не менше  $25-30^{\circ}$  і не більше  $40^{\circ}$ . В якості вимірювальних пристроїв використовують електронні тахеометри відповідної точності. Ряд типових схем триангуляції наведений на рис. 2.4.

Типовими варіантами різноманітність схем триангуляції, які зустрічаються на практиці, не вичерпуються. Залежно від рельєфу місцевості, умов будівництва, характеру грантів і конфігурації будівельної ділянки доводиться створювати і більш складні схеми мереж триангуляції.

Для розмічувальних робіт триангуляція може бути безпосередньою основою, з пунктів якої виконується розмічування споруди, або опорою для згущення пунктів мережі, яка використовується для розмічування. Тривалий час саме триангуляція була основою для будівництва гідротехнічних споруд, тунелів, мостів.



**Рис. 2.4. Схеми інженерно-геодезичних мереж тріангуляції**

У мережах тріангуляції трикутники намагаються проектувати близькими до рівносторонніх; в особливих випадках гострі кути допускають до  $20^\circ$ , а тупі – до  $140^\circ$ .

У вільних мережах для контролю масштабу мережі необхідно мати не менш двох безпосередньо вимірних базисів.

При розробленні проектів тріангуляційних мереж розрахунок очікуваної точності виконують на ЕОМ, використовуючи параметричний спосіб. Для цього складають параметричні

рівняння поправок. В мережах тріангуляції рівняння поправок для вимірних напрямків  $N_{ik}$  мають вигляд:

$$v_{ikN} = -\delta z_i - a_{ik}\delta X_i - b_{ik}\delta Y_i + a_{ik}\delta X_k + b_{ik}\delta Y_k + l_{ikN} \quad (2.27)$$

де  $i, k$  – номери пунктів,  $\delta z_i$  – поправка орієнтирного кута на  $i$ -й станції,  $\delta X, \delta Y$  – поправки (в дециметрах) до наближених абсцис та ординат пунктів,  $a, b$  – коефіцієнти,  $l$  – вільні члени рівнянь поправок. Використовуючи наближені координати пунктів, взяті з карти або із схеми мережі, побудованої в масштабі, обчислюють коефіцієнти рівнянь поправок (2.33):

$$a_{ik} = -20626.5 \frac{\sin \alpha_{ik}}{S}; \quad b_{ik} = 20626.5 \frac{\cos \alpha_{ik}}{S}, \quad (2.28)$$

Подальший розрахунок точності виконують за методикою, що наведена в параграфі 2.6. В результаті отримують кореляційну матрицю за допомогою якої обчислюють очікувану точність всіх елементів мережі.

Для попереднього наближеного розрахунку очікуваної точності, розповсюджених в інженерній практиці схем, можна користуватися наближеними формулами. При обчисленнях дирекційних кутів, довжин сторін трикутників і координат тріангуляційного ряду в кути попередньо вводять поправки за  $\frac{1}{3}$  нев'язки трикутника ( $v_{\beta_i} = -\frac{1}{3}W_i$ ).

Повздожнє зміщення ряду, який складається з приблизно рівносторонніх трикутників обчислюється за формулою:

$$m_L = L \sqrt{\left(\frac{m_B}{B}\right)^2 + \left(\frac{m''_{\beta}}{\rho''}\right)^2 \frac{4n^2 \pm 3n + 5}{9n}}, \quad (2.29)$$

де  $n$  – число проміжних сторін у діагоналі ряду довжиною  $L$ ;  $\frac{m_B}{B}$  – відносна середня квадратична похибка вимірювання базисної сторони;  $m_\beta$  - середня квадратична похибка вимірювання кутів; знак плюс перед  $3n$  береться при парному числі трикутників у ряді, знак мінус - при непарному.

Поперечне зміщення ряду за тих самих умов обчислюється за формулами:

при непарному числі трикутників у ряді

$$m_q = \frac{L}{\rho} \sqrt{m_{\alpha_0}^2 + \frac{2}{15} m_\beta^2 \frac{n^2 + n + 3}{n}} \quad (2.30)$$

при парному числі трикутників у ряді

$$m_q = \frac{L}{\rho} \sqrt{m_{\alpha_0}^2 + \frac{m_\beta^2}{15} \left( \frac{2n^2 + 5n + 5}{n} \right)} \quad (2.31)$$

де  $m_{\alpha_0}$  – середня квадратична похибка дирекційного кута вихідної сторони.

Відносна середня квадратична похибка довжини звязуючої сторони трикутника з номером  $K$  обчислюється за формулою:

$$\left( \frac{m_S}{S} \right)_K = \sqrt{\left( \frac{m_B}{B} \right)^2 + \frac{2}{3} \left( \frac{m_\beta}{\rho} \right)^2} K, \quad (2.32)$$

а для дирекційного кута за формулою

$$m_{\alpha_k} = \sqrt{m_\alpha^2 + \frac{2}{3} m_\beta^2 \cdot K} \quad (2.33)$$

Форма трикутників при побудові мережі триангуляції істотно впливає на точність визначення довжин сторін. Для трикутників довільної форми зі сполучними кутами А и В маємо:

$$\left(\frac{m_S}{S}\right)_K = \sqrt{\left(\frac{m_B}{B}\right)^2 + \frac{2}{3}\left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 \left[ \sum_{i=1}^K (ctg^2 A_i + ctg^2 B_i + ctg A_i \cdot ctg B_i) \right]} \quad (2.34)$$

Якщо розрахунок для проміжної сторони ряду ведеться від двох вихідних базисів, то середнє вагове із двох похибок, отриманих за формулою (2.34) може бути обчислене за формулою:

$$\left(\frac{m_{S_K}}{S_K}\right) = \frac{\left(\frac{m_{S_K}}{S}\right)_{K_1} \cdot \left(\frac{m_{S_K}}{S}\right)_{K_2}}{\sqrt{\left(\frac{m_{S_K}}{S}\right)_{K_1}^2 + \left(\frac{m_{S_K}}{S}\right)_{K_2}^2}} \quad (2.35)$$

Зазначимо, що оцінюючи точність мережі наближеним методом, не прагнуть обчислити обернені ваги, а потім середні квадратичні похибки довжин та напрямків всіх величин в мережі.

Головна увага при побудові триангуляції приділяється вимірюванню кутів. В умовах будівництва утворюється своєрідний мікроклімат з швидкозмінними температурними полями. Виникають температурні градієнти, які при вимірюванні кутів або напрямків тахеометрами викривляють оптичний візирний промінь, викликаючи тим самим явище бокової рефракції. Ефективних засобів послаблення впливу бокової рефракції поки не існує. Впливу бокової рефракції можна уникнути завдяки заміні мереж триангуляції мережею трілатерації. Водночас трапляються випадки, коли кутові вимірювання утруднені туманами, які чергуються з сильними рефракційними явищами трілатераційні побудови виявляються єдино можливим способом створення мережі.

### Мережі трилатерації.

В трилатерації вимірюють тільки довжини сторін. Частіше за все вільну трилатерацію будують як мережу геодезичних чотирикутників. За вимірними довжинами сторін обчислюють кути [15], а потім координати пунктів. З появою високоточних електронних тахеометрів, які мають одночасно і достатню відстань вимірювання, і високу точність, метод трилатерації отримав більш широке розповсюдження. Метод трилатерації найбільш прийнятний також у гірських умовах, коли через великий перепад висот точок доводиться будувати просторову, тобто тривимірну геодезичну мережу.

Для попереднього розрахунку точності мереж трилатерації згідно з параграфом 2.6 для кожної вимірної лінії складають параметричне рівняння поправок у вигляді:

$$v_{ikS} = -c_{ik}\delta X_i - d_{ik}\delta Y_i + c_{ik}\delta X_k + d_{ik}\delta Y_k + l_{ikS}, \quad (2.36)$$

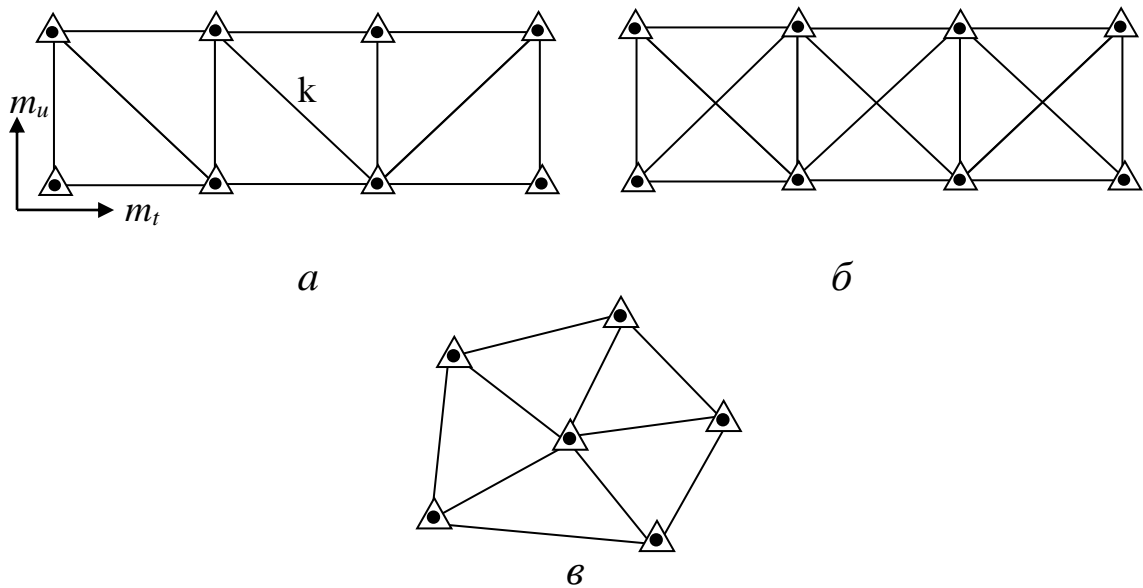
де  $i, k$  – номери пунктів;  $\delta X, \delta Y$  – поправки (в дециметрах) до наближених абсцис та ординат пунктів;  $c, d$  – коефіцієнти,  $l=0$  – вільні члени рівнянь поправок дорівнюють нулю при попередньому розрахунку точності. Використовуючи наближені координати пунктів, обчислюють коефіцієнти рівняння поправок за формулами (2.28) і (2.37)

$$c_{ik} = \cos \alpha_{ik}; \quad d_{ik} = \sin \alpha_{ik}; \quad S = \sqrt{(x_k - x_i)^2 + (y_k - y_i)^2}. \quad (2.37)$$

По коефіцієнтам параметричних рівнянь поправок складають нормальні рівняння і обчислюють коефіцієнти оберненої матриці  $Q$ .

Прийнявши апріорне значення  $\mu$  середньої квадратичної похибки одиниці ваги, через коефіцієнти оберненої матриці знаходять очікувані середні квадратичні похибки положення пунктів та їх взаємного положення.

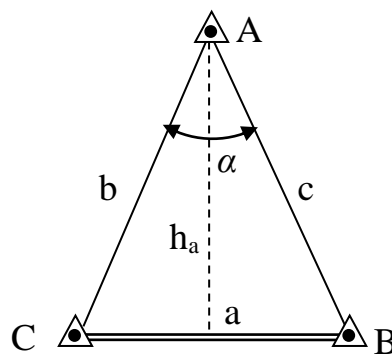
Для наближеного розрахунку візьмемо до уваги, що мережі трилатерації для вирішення інженерно-геодезичних задач будують у вигляді вільних мереж, що складаються з окремих типових фігур: геодезичних чотирикутників, центральних систем або їх комбінацій із трикутниками. Типові варіанти схем трилатерації наведено на рис. 2.5.



**Рис. 2.5. Схеми мереж трилатерації**

*a* – мережі чотирикутників; *б* - мережі чотирикутників з діагоналями; *в* – мережі центральної системи

Для трикутника, що зображений на рис. 2.6 за вимірними сторонами  $a$ ,  $b$ ,  $c$  кути обчислюють за формулами:



**Рис. 2.6. Схема трикутника трилатерації**

$$A = \arccos \frac{b^2 + c^2 - a^2}{2bc}; B = \arccos \frac{a^2 + c^2 - b^2}{2ac}; C = \arccos \frac{a^2 + b^2 - c^2}{2ab} \quad (2.38)$$

Середня квадратична похибка обчисленого через виміряні сторони кута може бути визначена за формулою

$$m_A^2 = \frac{\rho^{n^2}}{h_a} (m_a^2 + m_b^2 \cos^2 C + m_c^2 \cos^2 B); \quad (2.39)$$

$$h_a = c \cdot \sin B = b \cdot \sin C$$

де  $m_a$ ,  $m_b$  і  $m_c$  - середні квадратичні похибки вимірювання сторін трикутника;  $h_a$  – висота трикутника, опущена з вершини на сторону  $a$ .

Одним з основних недоліків витягнутого ряду ланцюга трикутників з вимірними сторонами є те, що в таких мережах поперечне зміщення ряду  $m_q$  значно перевищує поздовжнє  $m_t$ .

При розрахунку очікуваної точності ряду рівносторонніх трикутників трілатерації використовують формули:

а) для поздовжнього зміщення, для  $N$  парного пункту:

$$m_t = m_s \sqrt{\frac{N}{2}}, \quad (2.40)$$

для  $N$  непарного,

$$m_t = m_s \sqrt{\frac{N-1}{2}}, \quad (2.41)$$

де  $m_s$  - середня квадратична похибка вимірювання сторін;  $N$  - кількість фігур ряду;

б) для поперечного зміщення,

$$m_q = m_s \sqrt{0.111k^3 + 0.25k^2 + 1.3k}, \quad (2.42)$$

де  $k$  - порядковий номер зв'язуючої сторони;



в) для дирекційного кута зв'язуючої сторони,

$$m_{\alpha_K} = \frac{m_S \rho}{S} \sqrt{1.33k + 0.67} \quad (2.43)$$

де  $S$  - довжина сторін трикутників.

До недоліків побудови геодезичної мережі методом трілатерації із трикутників слід віднести недостатню інформативність вимірювань. У окремо взятому трикутнику результати вимірювання сторін є безконтрольними, тому що сума обчислених кутів трикутника завжди дорівнює  $180^\circ$  при будь-яких похибках вимірювань довжин сторін, навіть при грубих помилках. У зв'язку із цим на практиці часто використовують мережі з геодезичних чотирикутників (рис. 2.4).

У кожному геодезичному чотирикутнику виміряні шість сторін, причому одна з них (кожна) є надлишковою і може бути обчислена за результатами вимірювань інших сторін. Це може служити польовим контролем якості вимірювань довжин ліній. Крім того, геодезичний чотирикутник є більш жорсткою фігурою і ряд, утворений з таких фігур, має більш високу точність.

Попередня оцінка точності ряду трілатерації з квадратних геодезичних чотирикутників, що вирівняні за умови фігур, може бути обчислена за наступними формулами:

- с.к.п. поперечного зсуву

$$m_q = m_S \sqrt{0,9N} ;$$

- с.к.п. повздовжнього зсуву

$$m_t = m_S \sqrt{0.67N^3 - 0.13N^2 + 0.98N + 1.4}; \quad (2.44)$$

- с.к.п. дирекційного кута

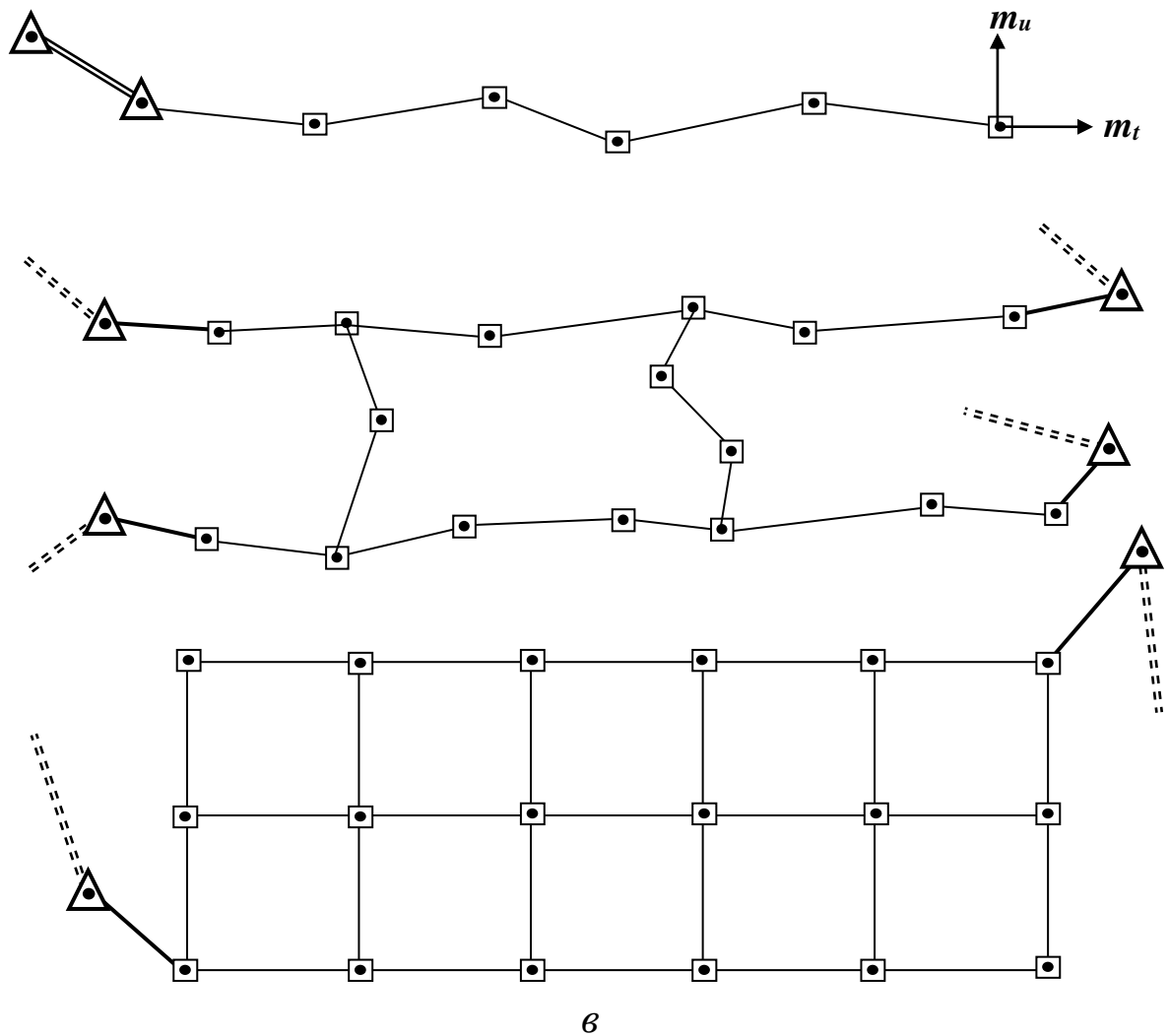
$$m_{\alpha_K} = \frac{m_S \rho}{S} \sqrt{2N} .$$

В практиці інженерно-геодезичних робіт мережі трілатерації застосовують при будівництві багатоповерхових будинків, димарів, градирень, атомних електростанцій, а також при монтажі складного технологічного устаткування. Високу точність вимірювання довжин сторін (до десятих часток міліметра) отримують при використанні високоточних електронних тахеометрів, інварних дротів, а в деяких випадках і жезлів спеціальної конструкції. Мережі трілатерації з короткими сторонами прийнято називати мережами мікротрілатерації. Іноді мережі мікротрілатерації є єдино можливим методом створення геодезичної основи для виконання розмічувальних робіт при монтажі технологічного устаткування.

### **2.7.2. Мережі полігонометрії**

Полігонометрія є найпоширенішим видом інженерно-геодезичних опорних мереж. Застосовується вона при виконанні всіх видів інженерно-геодезичних робіт, включаючи спостереження за плановими зсувами споруд.

Залежно від площі об'єкта, його форми, забезпеченості вихідними пунктами полігонометрію проектують у вигляді одиночних ходів, що опираються на вихідні пункти вищого класу (розряду), системи ходів з вузловими точками або системи замкнених полігонів (рис.2.7). Досить часто, особливо при виконанні інженерних вишукувань хід полігонометрії спирається безпосередньо на пункти, визначені за результатами супутникових вимірювань.



**Рис. 2.7. Схеми мереж інженерної полігонометрії**

*а* – одиночний розімкнений хід; *б* - система ходів з вузловими точками; *в* - система полігонів.

Оскільки значну частку інженерно-геодезичних робіт доводиться виконувати на забудованій території, то при виконанні кутових вимірювань у ходах полігонометрії виникає ряд особливостей, пов'язаних із впливом зовнішніх умов. Через забудову доводиться проектувати ходи з порівняно короткими довжинами сторін що призводить до необхідності більш ретельного центрування тахеометра і візирних цілей. Результати вимірювання кутів спотворюються впливом бокової рефракції. В умовах забудованої території та транспортного руху необхідно вибирати найбільш сприятливий час для вимірювань.

Використання сучасних електронних тахеометрів значно розширює можливості полігонометрії для задач будівництва, яку в такому випадку можна назвати інженерною полігонометрією.

Найпростіший вид полігонометричного ходу являє собою прямолінійний хід, що прокладений безпосередньо через ділянку виконання робіт (рис.2.7, а).

Розрахунок точності проектів полігонометричних мереж полягає у визначенні очікуваних похибок координат вузлових пунктів, відносних похибок ходів і порівняння їх з допустимими значеннями. Розрахунок виконується строгими і наближеними способами.

Строгий розрахунок виконується на ЕОМ за спеціальними програмами для вирівнювання геодезичних мереж. Як і в попередніх випадках складаються рівняння поправок для вимірних напрямків та сторін. Розрахунок точності виконується з коефіцієнтами оберненої матриці у системі нормальних рівнянь.

Наближений розрахунок очікуваної середньої квадратичної похибки визначення положення кінцевої точки вільного полігонометричного ходу визначається за формулами [12]:

для витягнутих ходів

$$M^2 nm_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \cdot \frac{n+3}{12} (\sum S)^2; \quad (2.45)$$

для ламаних ходів

$$M^2 = nm_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \sum_{i=1}^{i=n+1} D_{i,u}^2 \quad (2.46)$$

де  $\sum S$  – довжина полігонометричного ходу;

$m_{\beta}$  – середня квадратична похибка вимірювання кутів;

$n$  – кількість ліній в ході;

$m_s$  – середня квадратична похибка вимірювання довжини сторін;

$D_{i,\delta}$  – відстань між точкою хода з номером  $i$  і центром ваги ходу.

Похибки планового положення вузлових точок і дирекційних кутів вузлових ліній у полігонометричних мережах визначаються

$$M_{x,y} = \frac{m_{x,y}}{\sqrt{n}} ; M_{\alpha} = \frac{m_{\alpha}}{\sqrt{n}},$$

де  $m_{x,y}$ ,  $m_{\alpha}$  - середні квадратичні похибки визначення координат та дирекційного кута по окремому ходу;  $n$  - число ходів, що сходяться в одній точці.

Одним із простих наближених методів оцінки точності полігонометричних мереж є спосіб послідовних наближень, розглянутий в курсі геодезії [10].

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

$$\frac{m_q}{L} = \frac{m_t}{L} = \frac{1}{T_{\tilde{n}\delta}\sqrt{2}},$$

де  $m_q$  – середня квадратична поперечна похибка положення кінцевої точки ходу;

$m_t$  – середня квадратична повздовжня похибка положення кінцевої точки ходу.

Розрахунок точності кутових вимірювань обчислюють використовуючи величину поперечного зсуву кінцевої точки ходу.

Для поперечного зсуву кінцевої точки ходу можна написати:

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

звідки

$$m_\beta = \frac{1}{T_{cp} \sqrt{2}} \rho \sqrt{\frac{12}{n+3}}. \quad (2.47)$$

Для обчислення точності лінійних вимірювань прийmemo, що лінійні вимірювання мають тільки випадкові похибки.

Накопичення випадкових похибок в межах однієї лінії можна виразити формулою:

$$m_s = \mu \sqrt{s},$$

де  $\mu$  – коефіцієнт впливу випадкових похибок вимірювання;

$S$  – середня довжина лінії, в метрах.

В межах всього ходу, який має  $n$  сторін, накопичення випадкових похибок буде

$$m_t = m_s \sqrt{n}, \quad (2.48)$$

або

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

де  $L$  – довжина всього ходу.

Використовуючи повздовжнє зміщення знаходять, що:

$$\frac{m_s}{S} = \frac{\sqrt{n}}{\sqrt{2T_{cp}}} \quad (2.49)$$

Таким чином на основі розрахунків можна підібрати відповідні прилади для вимірювання кутів і ліній в інженерній полігонометрії.

### 2.7.3 Лінійно-кутові геодезичні мережі

З поступовим удосконаленням геодезичних приладів і запровадженням у практику геодезичного виробництва електронних тахеометрів, основним методом побудови опорних геодезичних мереж є лінійно-кутові мережі, в яких вимірюють горизонтальні кути і довжини сторін. Часто таку мережу будують у вигляді геодезичних чотирикутників або центральних систем. Якщо в мережі вимірюють не всі сторони, тоді віддають перевагу вимірюванню більш довгих сторін через те що, вимірювання більш довгих відстаней виконується з меншими відносними похибками, ніж коротких. Крім того, під час вимірювання довгих сторін зменшуються похибки геометричного зв'язку, які характеризують точність передачі довжин ліній на інші сторони мережі.

У порівнянні з триангуляцією і трілатерацією мережа, у якій вдало сполучаються кутові і лінійні виміри, у меншій мірі залежить від геометрії фігури; істотно зменшується залежність між повздовжнім і поперечним зміщеннями; забезпечується надійний контроль кутових і лінійних вимірювань. За дослідженнями лінійно-кутова мережа дозволяє обчислити координати пунктів точніше, ніж у мережах триангуляції і трілатерації, приблизно в 1,5 рази.

При виконанні попереднього розрахунку лінійно-кутових мереж найбільш важливим є встановлення правильного співвідношення похибок кутових і лінійних вимірювань. Це співвідношення вважається прийнятним при виконанні наступної умови:

$$\frac{m_{\beta}}{\rho} = \frac{m_s}{S} \quad (2.50)$$

На практиці прагнуть це співвідношення витримати в межах

$$\frac{1}{3} \geq \frac{m_{\beta}}{\rho} \frac{S}{m_s} \leq 3 \quad (2.51)$$

тому що при  $(m_{\beta}/\rho)(S/m_s) \leq 1/3$  лінійні виміри практично не підвищують точності елементів мережі, а при  $(m_{\beta}/\rho)(S/m_s) \geq 3$  кутові вимірювання не впливають на підвищення точності визначення елементів мережі.

Попередній розрахунок лінійно-кутових мереж виконують здебільшого тільки на ЕОМ, оскільки зв'язки, що виникають в мережах цього виду дуже складні. При виконанні попереднього розрахунку точності складають рівняння поправок для вимірюваних напрямків та сторін [15]. Важливо пам'ятати, що вимірювання в мережі різнорідних величин: напрямків  $N$  та відстаней  $S$  вимагає врахування ваг вимірювань при обчисленні матриці нормальних рівнянь мережі. Найчастіше ваги обчислюються за формулами:

$$P_N = \frac{c}{m_N^2}; P_S = \frac{c}{m_S^2}, \quad (2.52)$$

де  $c$  – постійна для даної мережі безрозмірна величина,  $m_N, m_S$  – середні квадратичні похибки вимірювання напрямків та відстані



відповідно. Ваги  $P_N$  та  $P_S$  мають розмірності:  $|P_N| = |1/m_N^2|$  та  $|P_S| = |1/m_S^2|$ . Задавшись величиною середньої квадратичної похибки одиниці ваги  $\mu$  та обчисливши обернені ваги елементів мережі, визначають шукані значення середніх квадратичних похибок елементів лінійно-кутової мережі.

При наближеному попередньому розрахунку точності лінійно-кутової мережі обчислюють точність окремих її елементів наприклад координат «найслабшого», найбільш віддаленого пункту. В складних за формою мережах виконати такий розрахунок важко, проте в простих за конфігурацією мережах, які найчастіше мають місце в інженерно-геодезичній практиці, задача розрахунку точності спрощується.

Нехай сторона виміряна з похибкою  $m_S$ , а дирекційний кут цієї сторони обчислено з похибкою  $m_\alpha$ . Тоді, прийнявши похибки вимірювання кутів і відстаней незалежними, візьмемо частинні похідні по відстані та дирекційному куту від приростів координат  $\Delta x = S \cos \alpha$ ,  $\Delta y = S \sin \alpha$  і перейдемо до дисперсій похибок вимірювань:

$$\begin{aligned} m_{\Delta x}^2 &= m_S^2 \cos^2 \alpha + \left( \frac{m_\alpha}{\rho''} \right)^2 S^2 \sin^2 \alpha; \\ m_{\Delta y}^2 &= m_S^2 \sin^2 \alpha + \left( \frac{m_\alpha}{\rho''} \right)^2 S^2 \cos^2 \alpha. \end{aligned} \quad (2.53)$$

Формули (2.53) дають уявлення про те, з якою точністю виконується передача координат через одну сторону. Якщо від початкового пункту мережі до визначуваного пункту необхідно передати координати через декілька сторін, то дисперсії координат точки будуть:

$$\begin{aligned}
m_x^2 &= m_{\Delta x_1}^2 + m_{\Delta x_2}^2 + \dots + m_{\Delta x_n}^2; \\
m_y^2 &= m_{\Delta y_1}^2 + m_{\Delta y_2}^2 + \dots + m_{\Delta y_n}^2,
\end{aligned}
\tag{2.54}$$

де  $n$  – кількість сторін, через які відбувається передача координат.

Якщо передача координат здійснюється декількома незалежними шляхами, то:

$$\frac{1}{m_x^2} = \sum_1^r \frac{1}{m_{\Delta x_i}^2}; \quad \frac{1}{m_y^2} = \sum_1^r \frac{1}{m_{\Delta y_i}^2},
\tag{2.55}$$

де  $m_{\Delta x_i}$ ,  $m_{\Delta y_i}$  - середні квадратичні похибки, що обчислюються за виразами (2.58);  $r$  – кількість незалежних шляхів передачі.

Середня квадратична похибка дирекційного кута сторони  $m_\alpha$  визначається кількістю виміряних кутів, що приймають участь в передачі дирекційного кута від вихідного напрямку.

$$m_\alpha = \sqrt{m_\beta^2 \left( k - \frac{k^2}{n-1} \right)},
\tag{2.56}$$

де  $k$  - кількість кутів, що приймають участь в передачі дирекційного кута;  $n$  – кількість кутів в замкнутому полігоні;  $m_\beta$  - середня квадратична похибка вимірювання кутів.

Наведені формули можна застосовувати при розрахунку точності простих схем мереж полігонометрії [21].

#### **2.7.4. Планові геодезичні GNSS мережі**

Висока точність сучасних супутникових координатних визначень на великих відстанях у поєднанні з можливостями

виконання вимірювань в найрізноманітніших фізико-географічних умовах створили передумови для ефективного використання супутникових методів при вирішенні широкого кола задач інженерної геодезії. Останніми роками такі методи стали все частіше використовуватися при будівництві тунелів, спорудженні мостів, магістральних трубопроводів, зведені і експлуатації лінійних прискорювачів заряджених частинок і інших крупних інженерних споруд.

При використанні супутникових геодезичних приймачів з метою вирішення різних геодезичних задач їх перевага полягає в високій точності і надійності визначення координат за відсутності взаємної видимості між пунктами; незначному впливу зовнішніх умов; можливості редукування отриманих координат в прийняту в Україні координатну систему; економічній ефективності нових технічних засобів.

Оскільки методи організації супутникових вимірювань суттєво відрізняються від традиційних геодезичних методів на всіх етапах їх проведення, розглянемо основні специфічні особливості проектування, організації і проведення польових робіт, що базуються на використанні супутникових технологій.

В процесі проектування супутникових геодезичних мереж нестандартні вимоги висуваються до вибору місць розташування пунктів, на яких, перш за все, повинні забезпечуватися сприятливі умови спостереження супутників. При організації і проведенні супутникових спостережень на пунктах однією з основних вимог є забезпечення одночасності роботи всіх приймачів, що беруть участь в одному сеансі спостережень.

При проектуванні геодезичних мереж супутниковими методами розробляють загальну стратегію спостережень. Основні положення стратегії включають:

- 1) загальні принципи побудови мережі;
- 2) обґрунтування вибору того або іншого методу супутникових спостережень і подальших обчислень;

3) формулювання передумов, пов'язаних з вибором всього комплексу технічних засобів і умов спостережень;

4) техніко-економічне обґрунтування вибраних супутникових технологій.

Перш за все зазначимо, що визначення в геодезії супутникових координат базується на застосуванні диференціальних методів. Такі методи дозволяють визначати не абсолютні значення координат, а тільки їх прирости між пунктами. Разом з тим кінцевими результатами створюваної мережі мають бути координат всіх пунктів в тій або іншій координатній системі. Виходячи з цього, виникає необхідність мати у складі мережі хоча б один опорний пункт з відомими координатами. Оптимальним варіантом є наявність трьох вихідних пунктів.

При використанні супутникових систем перевагу віддають представленню координат опорного пункту в геоцентричній декартовій системі координат  $(X, Y, Z)$ . Від точності цих координат залежить положення створюваної мережі в загальній координатній системі. Точність координат опорного пункту впливає на масштаб геометричних побудов в створюваній мережі.

Абсолютні значення координат опорного пункту прагнуть отримувати на основі сумісних диференціальних вимірювань до пунктів, що входять до складу сучасних глобальних або континентальних мереж (IGS або EUREF). При цьому може бути забезпечена точність абсолютних значень планових координат опорного пункту на рівні декількох сантиметрів.

При створенні опорних інженерно-геодезичних мереж застосовують:

- статичний режим (Static);
- прискорений статичний режим (Rapid Static);
- режим з поверненням (Reoccupation).

В статичному режимі виконують диференціальні супутникові спостереження, принаймні, між двома нерухомими приймачами.

Використовуючи програмне забезпечення виконують оброблення фазових вимірювань. Статичний режим є ідеальним для створення високоточних мереж.

За певних умов спостережень результати статичного режиму вимірювань можуть бути значно покращені. На коротких лініях і при спостереженнях, принаймні, п'яти супутників з хорошим геометричним фактором можна отримати результати на сантиметровому рівні точності при тривалості спостережень всього протягом декількох хвилин. Швидкість вимірювань залежать від використаних алгоритмів оброблення в програмному забезпеченні. Ці можливості реалізуються при використанні прискореного статичного режиму (Rapid Static).

Режим вимірювань з поверненням (Reoccupation) також є статичним, але при своїй реалізації вимагає, щоб вимірювання на пункті виконувалися більше, ніж один сеанс. Всі дані, які збираються на такому пункті в один і той же день або в різні дні, можуть бути об'єднані разом для отримання одного рішення при камеральних обчисленнях. Режим вимірювань з поверненням є ідеальним режимом роботи в тих випадках, коли спостерігається невелика кількість супутників. Оператор може спостерігати на точці стояння від 5 до 10 хвилин, три супутники, а потім повернутися на ту ж точку пізніше в той же або в інший день в інший час і виконати спостереження ще трьох супутників. Всі дані, які збираються, будуть об'єднані і оброблені як дані, отримані від шести супутників. Режим «рекоупації» виявляється корисним також у випадках, коли не вдається вирішити неоднозначність з даними, зібраними при першому сеансі спостережень на пункті.

При створенні геодезичних мереж з використанням супутникових приймачів рекомендуються наступні методи вимірювань:

- променевий метод – шукані пункти мережі координуються з одного з опорних пунктів;

- мережевий метод – вимірювання проводяться на кожній лінії або на кожному пункті мережі.

До недоліків променевого методу побудови мережі слід віднести недостатню надійність критеріїв оцінки точності отриманих координат пунктів мережі. Реальним контролем при променевому методі є тільки незалежний контроль вимірювань на пунктах, наприклад, іншими засобами вимірювань.

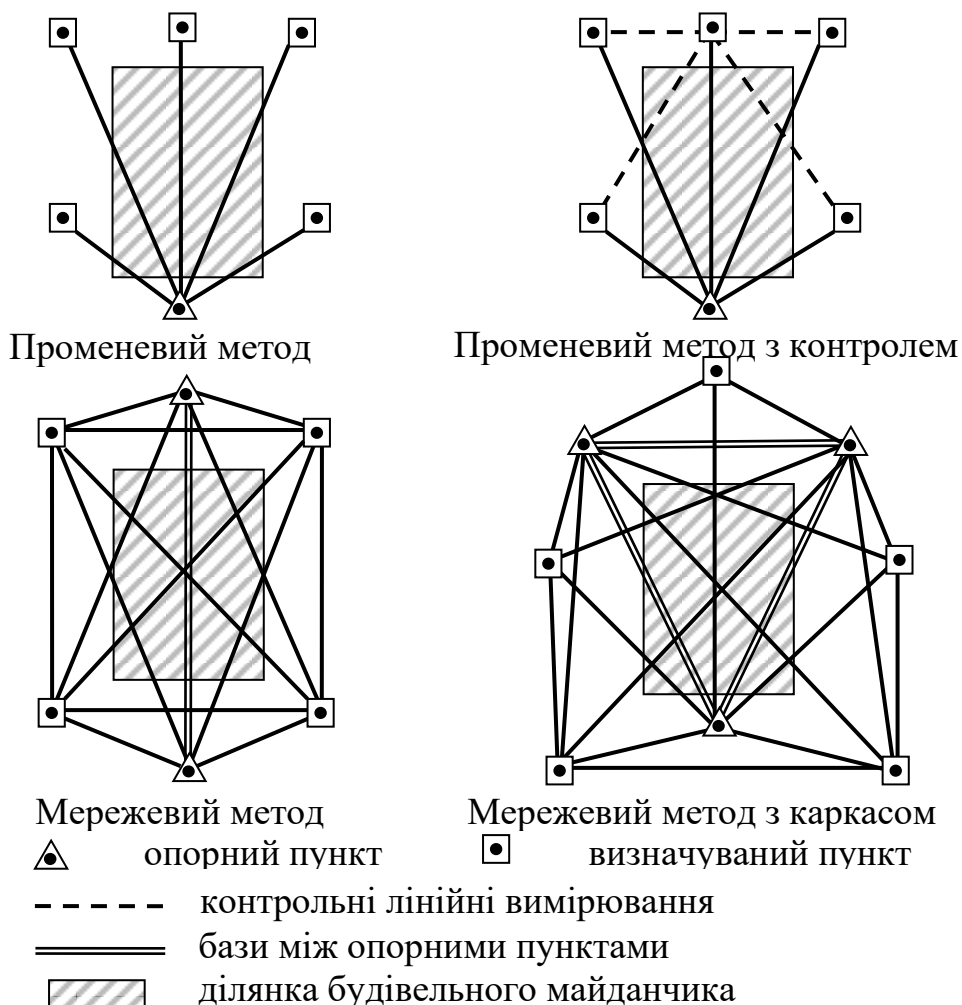
Точність і надійність мережі підвищується у разі організації вимірювань на кожній лінії або на кожному пункті мережі. Проте використання одного незалежного опорного пункту обумовлює необхідність додаткових контролів незалежними методами, які по точності можуть бути недостатніми.

Суттєво підвищуються точність і надійність мережі у разі організації мережевих або повторних вимірювань і при використанні в мережі не одного, а декількох опорних пунктів. Проте безпосереднє включення в мережу декількох незалежних опорних пунктів зумовлює щоб різниця координат між такими опорними пунктами була по своїй точності вище за ту, яка характерна для різниці координат визначуваних пунктів, що рівнозначне вимозі, щоб базисні лінії, що з'єднують опорні пункти, були точнішими, ніж ті лінії мережі які є визначуваними між пунктами. Сама постановка такої вимоги є цілком правомірною, але реалізувати її на практиці надзвичайно складно.

При побудові планових інженерно-геодезичних мереж для подолання наведених труднощів виконують побудову мережі в два етапи. На першому етапі вибирається тільки один вихідний пункт, навколо якого за спеціальною програмою спостережень створюється декілька взаємозв'язаних між собою додаткових опорних пунктів (так звана каркасна мережа). На другому етапі побудови такої мережі визначається решта всіх пунктів, причому в кожному сеансі вимірювань супутникові приймачі встановлюються як на декількох звичайних пунктах мережі (їх кількість залежить від

числа приймачів), так і не менше ніж на двох пунктах каркасної мережі.

Схеми геодезичних мереж, що рекомендуються, для кожного методу вимірювань приведені на рис. 2.8.



**Рис. 2.8. Схеми побудови геодезичних GNSS-мереж**

Слід зазначити, що висока точність геодезичних мереж досягається тільки при мережевому методі вимірювань.

Окрім геометричних параметрів мережі і методів виконання вимірювань існують і технологічні особливості створення супутникових геодезичних мереж. Оскільки супутникові геодезичні приймачі є одночасно і далекомірами з паспортною точністю 5-10 мм + 1-5 мм D км і системами визначення координат, то залежно від технології вимірювань може бути отримана різна

точність мережі. На практиці знайшли застосування дві основні технології:

- повторних вимірювань на пунктах з заданою кількістю обов'язкових повторних вимірювань;

- обов'язкового вимірювання довжини кожної лінії мережі.

Мінімальна кількість сеансів спостережень  $N$  для мережі з кількістю пунктів  $S$  при використанні  $R$  приймачів при кількості повторних вимірювань  $M$  і кількості спільно використовуваних приймачів в попередньому і подальших сеансах  $O$  визначається для першої технології по формулі:

$$N = \frac{M \cdot S}{R} \quad (2.57)$$

а для другої технології по формулі:

$$N = \frac{S - O}{R - O} \quad (2.58)$$

Слід зазначити, що по точності переважає друга технологія.

З попереднього матеріалу зрозуміло, що точність отриманих результатів за даними супутникових вимірювань залежить від багатьох факторів. У відстанях, що вимірюються до супутників за допомогою фази несучого коливання присутні випадкові похибки (шуми) та систематичні похибки (зсуви). До випадкових похибок відносять: шум приймача, випадкові процеси в годинниках супутників і приймача, вплив зовнішніх умов. Ці похибки значно зменшуються при збільшенні тривалості спостережень або при багатократних вимірюваннях однієї базової лінії при різних умовах спостережень. Зміщення відбуваються через помилки у моделюванні: процесів в апаратурі, зовнішнього середовища. Оскільки при створенні інженерно-геодезичних мереж



рекомендується визначати координати пунктів за фазовими спостереженнями *відносним методом*, то розглянемо попередній розрахунок точності за цим способом.

Середні квадратичні похибки визначення планового положення та різниці геодезичних висот розраховуються за формулами:

$$m_p = a + bD; \quad (2.59)$$

$$m_H = a' + b'D, \quad (2.60)$$

де  $D$  - довжина базової лінії;  $a \approx 5$  мм,  $b \approx 1 \cdot 10^{-6}$ .

Параметри  $a', b'$  найчастіше більші в два рази. Ці параметри задаються в технічних характеристиках приймачів. Вирази (2.64-2.65) відносяться до середніх умов спостережень, що відповідають рекомендаціям фірм-виробників, довжині базової лінії, тривалості сеансу спостережень, кількості супутників та їх геометрії. Обов'язковою умовою є використання відповідного програмного забезпечення та методики оброблення вимірів.

В результаті багатьох досліджень було встановлено, що з використанням *відносного методу* визначення місцеположення можна досягнути вищої точності. Для ідеального випадку спостережень та правильного математичного моделювання середня квадратична похибка визначення базової лінії обчислюється за формулою:

$$m_{\Delta P} = 0.7D^{0.58}, \quad (2.61)$$

а відносна похибка обчислюється, як:

$$\frac{m_{\Delta P}}{D} = 0.7D^{-0.42} \approx \sqrt{\frac{1}{2D}},$$

де  $D$  - в мм.

Оскільки точність GPS-спостережень дуже залежить від довжини лінії та тривалості спостережень, то рекомендується використовувати формули, що отримані Національною геодезичною службою США:

$$m_x = \frac{k_x}{\sqrt{T}}; \quad m_y = \frac{k_y}{\sqrt{T}}; \quad m_z = \frac{k_z}{\sqrt{T}} \quad (2.62)$$

де  $T$  - тривалість сеансу спостережень в годинах;  
 $k_x = 9,5 \pm 2,1$  мм  $\sqrt{T}$ ,  $k_y = 9,9 \pm 3,1$  мм  $\sqrt{T}$ ,  $k_z = 36,5 \pm 9,1$  мм  $\sqrt{T}$ ,

Вирази (2.67) підтверджують той факт, що точність визначення будь-якої планової координати в 3-4 рази вища за точність висотної складової.

Накопичений досвід проектування і створення мереж, свідчить про те, що на практиці можуть виникати ситуації, що суттєво відрізняються від стандартних рекомендацій. З урахуванням цього нижче приведені практичні рекомендації:

- з метою виявлення грубих помилок на кожному шуканому пункті спостереження слід проводити двічі при різних умовах стеження за супутниками;
- одночасні спостереження бажано передбачати на сусідніх пунктах, оскільки вирішення невизначеностей на коротких відстанях проводиться надійніше;
- для перевірки отриманої точності деяке число базисних ліній бажано вимірювати двічі.

Разом з перерахованими вище практичними рекомендаціями для процесу проектування мережі розроблені наступні рекомендації загального характеру:

- для забезпечення високої точності на кожній станції має бути передбачений достатньо тривалий період спостережень, тривалість якого залежить від взаємної віддаленості пунктів і вимог по точності вимірювань;

- з метою підвищення економічності слід мінімізувати кількість повторних сеансів, а також час переїзду між пунктами;

- для підвищення надійності кожен пункт повинен визначатися на основі двох повністю незалежних вимірювань з використанням прив'язки до різних взаємозв'язаних опорних пунктів, причому повторні вимірювання бажано проводити з переустановленням антени приймача і при положенні супутників, що змінилося.

Передпольове планування включає складання технічного і робочого проекту. Проектування ведеться з використанням топографічних карт і програмного комплексу. Слід прагнути до максимального поєднання пунктів мережі з плановими пунктами раніше створених мереж. Це дозволить вирішити питання знаходження параметрів переходу між геоцентричною системою координат і прийнятою місцевою системою координат.

Відповідальним процесом при передзнімальному плануванні є рекогностування місцевості.

При виборі місць розташування пунктів, з яких повинні виконуватися супутникові спостереження, основна увага приділяється забезпеченню сприятливих умов спостережень супутників. Виходячи з цього, не слід розміщувати пункти всередині металевих огорож, поряд з високими будівлями, великими і густими деревами, а також іншими спорудами, здатними екранувати пряме проходження радіосигналів від супутників.

Щоб уникнути впливу множини не рекомендується розміщувати пункти поблизу різного роду відзеркалювальних поверхонь.

Ще однією важливою проблемою, вирішення якої необхідно передбачити на етапі проектування, є проблема координатних систем.

В (п. 2.2) зазначено, що при використанні супутникових технологій, що базуються на GPS, отримала розповсюдження геоцентрична координатна система WGS-84. При побудові геодезичних мереж в Україні застосовуються національні і місцеві координатні системи, не пов'язані з WGS-84. Виходячи з цього, в

технічному проекті мають бути передбачені роботи за визначенням параметрів переходу між координатними системами і їх узгодженням.

Для виконання супутникових радіонавігаційних спостережень рекомендується використовувати двочастотні приймачі системи GPS в комплекті з високоточними геодезичними GPS-антенами, барометри-анероїди для виміру атмосферного тиску, психрометри для виміру температур сухого та вологого термометрів з метою обчислення відносної вологості повітря атмосфери. Приймачі повинні забезпечувати приймання сигналів L1 C/A коду, L1/L2 фази несучої, WAAS/EGNOS.

Перед початком робіт із виконання спостережень на пунктах мережі складається програма та схема спостережень по конкретних датах. В програмі вказується індивідуально для кожного пункту графіки спостережень на пункті (конкретний тип приймача, час початку та закінчення сесії, час центрування та переміщення на наступний пункт).

### ***2.7.5 Геодезичні засічки***

Геодезичні засічки, як метод визначення планового положення точок, найбільшого розповсюдження набули при згущенні вже створених мереж. За методом побудови геодезичні засічки поділяються на прямі та обернені кутові засічки і лінійні засічки. В залежності від вихідних даних засічки поділяються на одноразові та багаторазові. Використання електронних тахеометрів значно розширило можливості традиційних геодезичних засічок. Фактично використовують здебільшого одноразові або багаторазові лінійно-кутові засічки. Розглянемо послідовно основні методи побудови геодезичних засічок.

Тривалий час найбільш популярним видом геодезичних засічок була **пряма кутова засічка**. В прямій кутовій засічці вимірюють кути  $\beta_1, \beta_2$  на вихідних пунктах.

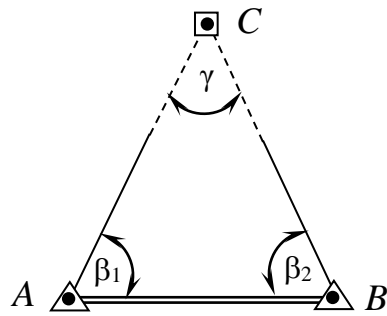


Рис. 2.9 Пряма одноразова кутова засічка

Координати точки  $C$  обчислюють розв'язанням прямої геодезичної задачі від пункта  $A$  через дирекційний кут та довжину лінії  $AC$ . Для контролю повторно обчислюють координати точки  $C$  від пункта  $B$  через відстань та дирекційний кут лінії  $BC$ . Якщо різниця обчислених координат відповідає вимогам точності, то обчислюють середні значення координат  $X$  та  $Y$ .

Середні квадратичні похибки визначення положення точки кутовою засічкою обчислюють:

$$m_{X_C} = \frac{m_\beta}{\rho \sin \gamma} \sqrt{S_{AC}^2 \cos^2 \alpha_{BC} + S_{BC}^2 \cos^2 \alpha_{AC}},$$

$$m_{Y_C} = \frac{m_\beta}{\rho \sin \gamma} \sqrt{S_{AC}^2 \sin^2 \alpha_{BC} + S_{BC}^2 \sin^2 \alpha_{AC}}. \quad (2.63)$$

де  $\gamma = 180^\circ - (\beta_1 + \beta_2)$  - кут засічки;  $m_\beta$  - середня квадратична похибка вимірювання кутів.

Професор А. І. Дурнев [28] запропонував метод згущення геодезичної основи за допомогою **прямих кутових засічок з ходової лінії**. Схема побудови мережі запропонованим методом наведена на рис. 2.10. Цей метод ефективний в умовах відкритої місцевості для збільшення кількості опорних та контрольних точок. За відомим дирекційним кутом  $EP$  (рис. 2.10), довжиною



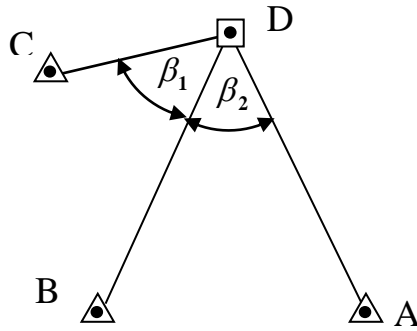


Рис. 2.11. Обернена одноразова кутова засічка

Координати точки  $D$  обчислюються за формулами

$$X_D = \frac{X_C \operatorname{tg} \alpha_{CD} - X_B \operatorname{tg} \alpha_{BD} + (Y_B - Y_C)}{\operatorname{tg} \alpha_{CD} - \operatorname{tg} \alpha_{BD}};$$

$$Y_D = Y_C + (X_D - X_C) \operatorname{tg} \alpha_{CD};$$

$$Y_D = Y_A + (X_D - X_A) \operatorname{tg} \alpha_{AD};$$

$$\alpha_{CD} = \alpha_{DB} + \beta_1 \pm 180^\circ; \quad \alpha_{AD} = \alpha_{DB} - \beta_2 \pm 180^\circ.$$

Попередній розрахунок точності оберненої кутової засічки виконується значно складніше в порівнянні із прямою засічкою. Для розрахунку використовуємо теорію градієнтів і отримаємо

$$m_{X_D} = \frac{m_\beta}{\rho \sin \gamma} \sqrt{K_1^2 \sin^2 \alpha_{II} + K_2^2 \sin^2 \alpha_I},$$

$$m_{Y_D} = \frac{m_\beta}{\rho \sin \gamma} \sqrt{K_1^2 \cos^2 \alpha_{II} + K_2^2 \cos^2 \alpha_I}. \quad (2.64)$$

$$\gamma = \alpha_{II} - \alpha_I = (\alpha_C + \alpha_B) - (\alpha_A + \alpha_B) - (\alpha_{CB} - \alpha_{AB})$$

$$K_1 = \frac{S_A S_B}{b_{AB}}; \quad K_2 = \frac{S_C S_B}{b_{CB}},$$

де  $\alpha_I = \alpha_A + \alpha_B - \alpha_{AB} + 90^\circ$ ,  $\alpha_{II} = \alpha_C + \alpha_B - \alpha_{CB} + 90^\circ$  - дирекційні кути градієнтів вимірних величин;  $\gamma$  - кут між

градієнтами вимірних величин;  $b_{AB}, b_{CB}, \alpha_{AB}, \alpha_{CB}$  - довжини та дирекційні кути вихідних сторін;  $S_i, \alpha_i$  - довжини та дирекційні кути напрямків засічки;  $m_\beta$  - середня квадратична похибка вимірювання кутів.

Обернена кутова засічка в деяких випадках є точнішою за пряму засічку.

### Одноразова лінійна засічка.

З розвитком світловіддалемірної техніки більшого розповсюдження набули лінійні засічки (рис. 2.12). В лінійній засічці вимірюють мінімум дві відстані до визначуваного пункту. Координати точки  $C$  обчислюються за способом В.Н. Баландіна.

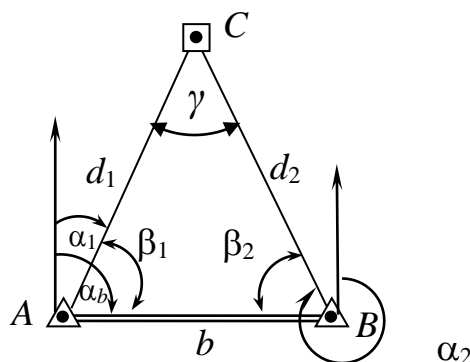


Рис. 2.12. Одноразова лінійна засічка

Визначають кут  $\beta_1$  і  $\beta_2$

$$\cos \beta_1 = \frac{1}{2} \left( \frac{b}{d_1} + \frac{d_1}{b} - \frac{d_2^2}{d_1 b} \right); \quad \alpha_1 = \alpha_b - \beta_1;$$

$$\cos \beta_2 = \frac{1}{2} \left( \frac{b}{d_2} + \frac{d_2}{b} - \frac{d_1^2}{d_2 b} \right); \quad \alpha_2 = \alpha_b + \beta_2 \pm 180^\circ.$$

$$X_C^A = d_1 \cos \alpha_1; \quad Y_C^A = d_1 \sin \alpha_1; \quad X_C^B = d_2 \cos \alpha_2; \quad Y_C^B = d_2 \sin \alpha_2.$$

З них обчислюють середнє значення.



Точність одноразової лінійної засічки розраховують за формулами:

$$m_{X_C} = \frac{m_d}{\sin \gamma} \sqrt{\sin^2 \alpha_{AC} + \sin^2 \alpha_{BC}},$$

$$m_{Y_C} = \frac{m_d}{\sin \gamma} \sqrt{\cos^2 \alpha_{AC} + \cos^2 \alpha_{BC}}. \quad (2.65)$$

де  $m_d$  - середня квадратична похибка вимірювання відстаней.

При згущенні геодезичних мереж в стиснених умовах будівництва виникає необхідність комбінування різних типів геодезичних засічок. Одним із прикладів побудови *лінійно-кутових засічок* є **мережі, побудовані із чотирикутників без діагоналей** І.В. Зубрицького [12].

Сутність методу полягає в тому, що якщо в чотирикутнику  $ABCD$  виміряні всі кути і дві суміжні сторони  $a$  і  $b$  (рис. 2.13), то інші сторони можна обчислити використовуючи формули аналітичної геометрії.

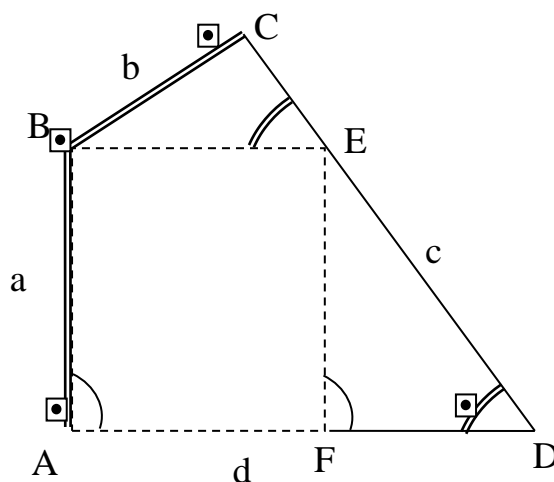


Рис. 2.13 Схема елементарного чотирикутника без діагоналей

Наприклад для сторін  $c$  та  $d$  маємо,

$$d = \frac{b \sin C + a \sin(A + D)}{\sin D}.$$

У мережах, побудованих із чотирикутників без діагоналей, немає необхідності вимірювати по дві сторони в кожній фігурі (рис. 2.14). Одна або дві сторони можуть бути отримані з обчислення попередніх фігур.

При попередньо вирівнених кутах середні квадратичні похибки сторін  $c$  та  $d$  для прямокутного чотирикутника, який найбільш часто застосовується на практиці, дорівнюють:

$$m_c = \sqrt{m_a^2 + b^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}}; \quad m_d = \sqrt{m_b^2 + a^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}}, \quad (2.66)$$

де  $m_\beta$  - середня квадратична похибка вимірювання кутів. У ланці із чотирикутників, які вирівняні за умови фігур, з виміряними першою  $a$  та бічними сторонами  $b_1, b_2, \dots, b_n$  середня квадратична похибка визначення кінцевої сторони  $\tilde{N}_n$  дорівнює:

$$m_{c_n} = \sqrt{m_a^2 + \sum_1^n s^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}}, \quad (2.67)$$

де  $s$  – довжина вимірної сторони ( $b$  або  $d$ ).

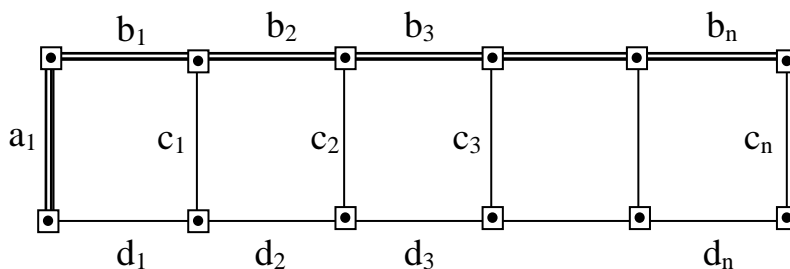


Рис. 2.14. Ланка чотирикутників без діагоналей

Геодезичні чотирикутники без діагоналей знайшли широке застосування при розвитку геодезичної основи на забудованих територіях та побудові будівельних сіток.

**Лінійно-кутові засічки** завдяки виконанню надлишкових вимірювань дозволяють визначати координати точок з вищою точністю. В прямій лінійно-кутовій засічці (рис. 2.15) вимірюють кути  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  і лінії  $S_1$ ,  $S_2$  до шуканої точки  $C$ .

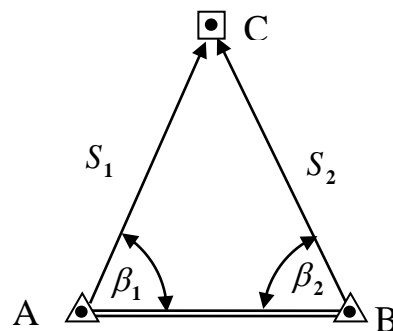


Рис. 2.15 Пряма лінійно-кутова засічка

Використання сучасних електронних тахеометрів дозволило створити новий вид згущення інженерно-геодезичних мереж, який отримав назву *вільної станції*.

**Вільна станція** представляє собою варіант оберненої лінійно-кутової засічки в якій виміряні всі кути і відстані на шуканих точках  $E$  і  $F$  (рис. 2.16).

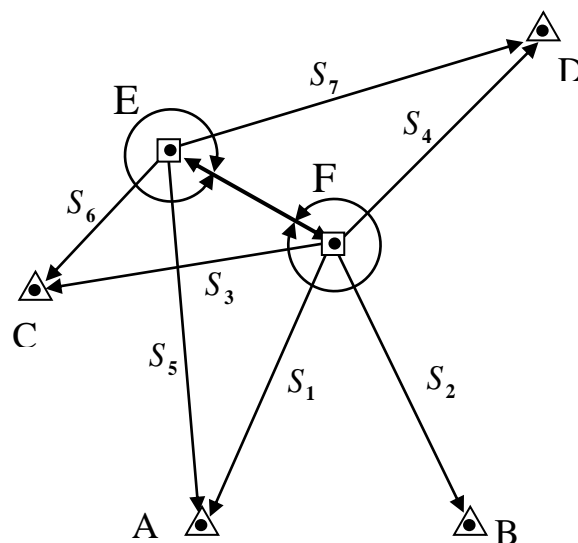


Рис. 2.16. Мережа вільних станцій  $E$  і  $F$

Для попереднього розрахунку точності лінійно-кутових засічок і вільної станції зокрема, необхідно використовувати методику, що наведена в § 2.5. Для цього на схемі існуючої мережі намічають місця розташування вільних станцій і за наближеними координатами визначають відстані та дирекційні кути. Складають параметричні рівняння поправок і обчислюють обернену матрицю, за коефіцієнтами якої виконують попередній розрахунок точності. Слід пам'ятати, що у методі вільної станції вимірюються різнорідні величини, тому необхідно правильно вибрати співвідношення точності лінійних та кутових вимірювань, за принципом, який розглянуто в підпункті 2.7.3.

Сучасні електронні тахеометри оснащені програмним забезпеченням яке дозволяє отримувати координати  $X$  та  $Y$  та їх точність на табло тахеометра.

## **§ 2.8. Висотні інженерно-геодезичні мережі. Призначення, види та попередній розрахунок точності висотних мереж**

Вихідною висотною геодезичною основою для великомасштабного знімання на міських і промислово-заводських територіях і майданчиках освоєння природних ресурсів є *державна нівелірна мережа I, II, III і IV класів* та мережа згущення.

Державна нівелірна (висотна) мережа задає на всій території держави Балтійську систему висот 1977 року, вихідним пунктом якої є нуль Кронштадтського футштока.

**Нівелірна мережа I та II класів** є головною висотною основою держави, яка встановлює єдину систему висот на всій території України, а також служить для вивчення вертикальних рухів земної кори.

**Нівелювання I класу** виконується з найвищою точністю яка досягається завдяки використанню найсучасніших приладів та методик спостережень з якомога повнішим виключенням систематичних похибок.

**Нівелірну мережу II класу** розвивають в середині полігонів I класу окремими лініями або системами з вузловими пунктами, в результаті чого утворюються полігони з периметром до 400 кілометрів.

Нівелювання II класу виконується з точністю, яка забезпечує отримання нев'язок у ходах та полігонах, які за абсолютною величиною не перевищують  $fh = \pm 5\sqrt{L}$  мм, де  $L$  - периметр полігона або довжина ходу в кілометрах.

Лінії нівелювання I та II класів прокладаються переважно вздовж залізниць та автомобільних шляхів, а в разі необхідності - вздовж великих річок та трас з найбільш сприятливими ґрунтовими умовами і найменш складним рельєфом.

До ліній нівелювання I та II класів які примикають до морів або прокладаються вздовж великих річок, водосховищ, озер, обов'язково включають основні і робочі репери, річкових та озерних рівневих постів.

**Нівелірні мережі III та IV класів** створюються з метою згущення висотної основи для забезпечення топографічного знімання всіх масштабів та вирішення інженерних задач.

Лінії нівелювання III класу прокладаються всередині полігонів II класу так щоб утворювались полігони з периметром 60-150 км.

Для забезпечення топографічного знімання у масштабі 1:5000 і крупніше лінії нівелювання III класу прокладаються з розрахунком створення полігонів з периметром до 60 км.

Нівелювання III класу виконується з точністю, яка забезпечує отримання нев'язки в ході чи полігоні величиною не більше  $fh = \pm 10\sqrt{L}$  мм.

Нівелювання IV класу є згущенням нівелірної мережі III класу. Його виконують ходами довжиною не більше 50 км з точністю, яка забезпечує отримання нев'язки в ході чи полігоні величиною не більше  $fh = \pm 20\sqrt{L}$  мм.

**Нівелювання IV класу** може виконуватись також методом **GPS-нівелюванням**, яке здійснюється відносними методами супутникової геодезії з врахуванням висот квазігеоїда, отриманих з гравіметричних даних, яке забезпечує точність передачі висоти з похибкою не більше  $fh = \pm 20\sqrt{L}$  мм, де  $L$  - довжина векторного ходу або периметр полігона в кілометрах.

Нівелірні мережі усіх класів закріплюються на місцевості реперами та марками, які закладаються не рідше ніж через 5 км, у важкодоступних районах відстань між ними може бути збільшена до 7 км.

Побудова сучасної високоточної нівелірної мережі неможлива без використання гравіметричних даних. **Тому на території України створена гравіметрична мережа**, яка задає на території держави Гравіметричну систему 1971 року та поширює з необхідною точністю і щільністю пунктів Міжнародну гравіметричну стандартну мережу 1971 року - International Gravity Standardization Net 1971 (IGSN-71).

При визначенні різниць висот земної поверхні методом геометричного нівелювання виникає деяка невизначеність в значенні перевищень внаслідок того, що рівневі поверхні різних точок Землі не паралельні між собою. Це обумовлюється нерівномірністю розподілу мас земної кори і добовим обертанням Землі. Залежно від принципу врахування непаралельності рівневих поверхонь розрізняють **нормальні, динамічні і ортометричні висоти**. В Україні для обчислення висот пунктів нівелірних мереж прийнята система нормальних висот.

**Нормальні висоти точок визначаються по напрямках прямовисних ліній від поверхні квазігеоїда**. Поверхня квазігеоїда близька до поверхні геоїда. У відкритих океанах і морях поверхні геоїда і квазігеоїда збігаються. Поверхня квазігеоїда відносно точок земної поверхні однозначно визначається по зовнішньому гравітаційному полю Землі. Відносно поверхні референц-еліпсоїда

поверхня квазігеоїда визначається за допомогою астрономо-гравіметричного нівелювання. На рис. 2.17 наведено основні відлікові поверхні, де позначені:  $H_M^\gamma$  — нормальна висота точки  $M$ ;  $\zeta$  — аномалія висоти в точці  $M$  (відстань між поверхнями квазігеоїда і еліпсоїда в точці  $M$ ).

Виміряні перевищення між пунктами нівелювання I і II класів, а також нівелювання III класу в гірських районах виправляють поправками за перехід до системи нормальних висот, які обчислюються на підставі гравіметричних вимірювань. При виконанні інженерно-геодезичних робіт поправка у виміряні перевищення, як правило, не вводиться.

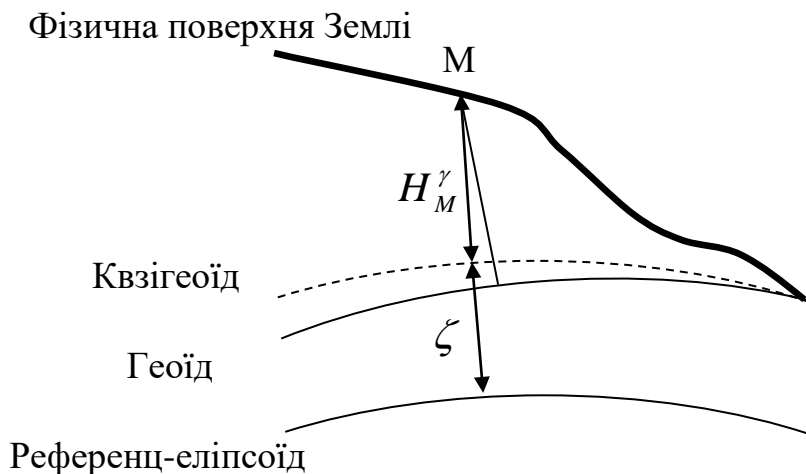


Рис. 2.17 Відлікові поверхні

Це обумовлюється застосуванням нівелювання технічної точності, або дуже малою протяжністю високоточних нівелірних ходів. Разом з тим, при виконанні ряду інженерних робіт введення поправок у виміряні перевищення буває необхідним, наприклад при висотному забезпеченні будівництва тунелів, дамб в гірських районах, технологічних ліній великої лінійної протяжності.

При будівництві великих гідротехнічних споруд на річках меридіонального напрямку слід враховувати, що контур водосховища або озера матиме різні нормальні висоти, різниці яких можуть досягати суттєвих значень.

Рівень водоймищ матиме однакові відмітки в системі динамічних висот, що обчислюються за формулою:

$$H_M^d = \frac{W_O - W_H}{\gamma_{45}} \quad (2.68)$$

де  $W_O$  і  $W_H$  — значення потенціалів сили тяжіння для рівневих поверхонь, що проходять через точки  $O$  і  $H$ ;  $\gamma_{45}$  — значення нормальних прискорень сили ваги для середньої широти Землі ( $B = 45^\circ$ ).

При використанні динамічних висот слід враховувати, що в державних нівелірних мережах висоти пунктів дані в нормальній системі висот, а тому на ділянці великого інженерного будівництва всі пункти нівелірної основи слід обчислити в нормальних висотах, а потім перейти до динамічних висот.

Зв'язок між нормальними  $H_M^\gamma$  і динамічними висотами  $H_M^d$  для точки  $M$  визначається формулою:

$$H_M^d = H_M^\gamma - k H_M^\gamma, \quad (2.69)$$

де  $k = (\gamma_{45} - \gamma_M^m) / \gamma_{45}$ ;  $\gamma_M^m$  - середнє інтегральне значення нормального прискорення сили ваги на відрізку  $H_M^\gamma$ . Величину  $\gamma_M^m$  обчислюють за формулою:

$$\gamma_M^m = \gamma_M^0 + 0.1545 H_M^\gamma,$$

де  $\gamma_M^0$  — значення нормального прискорення сили тяжіння, вибране з таблиць по аргументу широти в точці  $M$ .



Відмінність між динамічними висотами, обчисленими при  $\gamma_{45}$  і нормальними може досягати 20 м, а тому динамічні висоти доцільніше обчислювати в місцевій системі, приймаючи замість  $\gamma_{45}$  величину  $\gamma_{BM}$ , взяту для середньої широти  $B$  ділянки робіт. Тоді:

$$k' = (\gamma_{BM} - \gamma_M^m) / \gamma_{BM}.$$

Висоти  $H'_d$  в місцевій системі динамічних висот визначатимуться формулою

$$H_M^{d'} = H_M^d + k'H_M^d$$

Координати і висоти пунктів геодезичних мереж згущення та геодезичних мереж спеціального призначення можуть обчислюватись у місцевих системах висот, однозначно зв'язаних з Балтійською системою висот 1977 року.

При зведенні невеликих за площею споруд або об'єктів масової забудови відмітки реперів на будівельному майданчику визначають геометричним нівелюванням від пунктів державної або міської мережі. Методика виконання цих робіт і вимоги до точності регламентовані нормативними документами і спеціальних розрахунків точності не потребують.

При зведенні унікальних споруд або об'єктів, розташованих на значній території і зв'язаних по висоті в єдиний технологічний ланцюг, виникає необхідність в створенні спеціальних висотних мереж. Репери цих мереж служать обґрунтуванням для виконання різних робіт на будівельному майданчику.

Ці мережі, як правило, створюються як вільні, тобто відмітка одного з реперів приймається за початкову, а відмітки решти реперів визначаються із вирівнювання мережі.

В районах великого будівництва і на міських територіях нівелірні мережі II і III класів використовують як основу для геодезичних розмічувальних робіт і спостереження за осіданнями споруд. Пункти закріплюють стінними марками або реперами через 200 м на вулицях і проїздах забудованої території, через 400-800 м на вулицях і проїздах слабо забудованих територій.

Нівелірні мережі II і III класів при великомасштабних зніманнях на незабудованих територіях розвиваються відповідно до схем державної висотної мережі. Нівелірні ходи III класу на незабудованій території прагнуть сумістити з пунктами планової геодезичної мережі, а нівелірні ходи IV класу суміщають з ходами знімального планового обґрунтування.

Практикою і теоретичними розрахунками доведено, що нівелювання IV класу, по точності цілком задовольняє вимогам знімання найбільших масштабів при будь-якій висоті перерізу рельєфу.

При побудові висотних мереж, що призначаються для високоточних розмічувальних робіт по висоті або для спостережень за осіданнями великих і унікальних інженерних споруд нівелювання виконують з відступом від вимог загальнообов'язкових інструкцій для забезпечення вищої точності. У цих випадках виникає необхідність в оцінці якості проектів нівелірних мереж.

Для прикладу розглянемо нівелірну мережу, яка наведена на рис. 2.12. Попередній розрахунок виконаємо за допомогою параметричного методу вирівнювання. В нівелірних мережах при будь-якому методі побудови мережі, вимірюваними величинами є перевищення між реперами. Тому коефіцієнти рівнянь поправок мають значення 1, - 1, або 0.

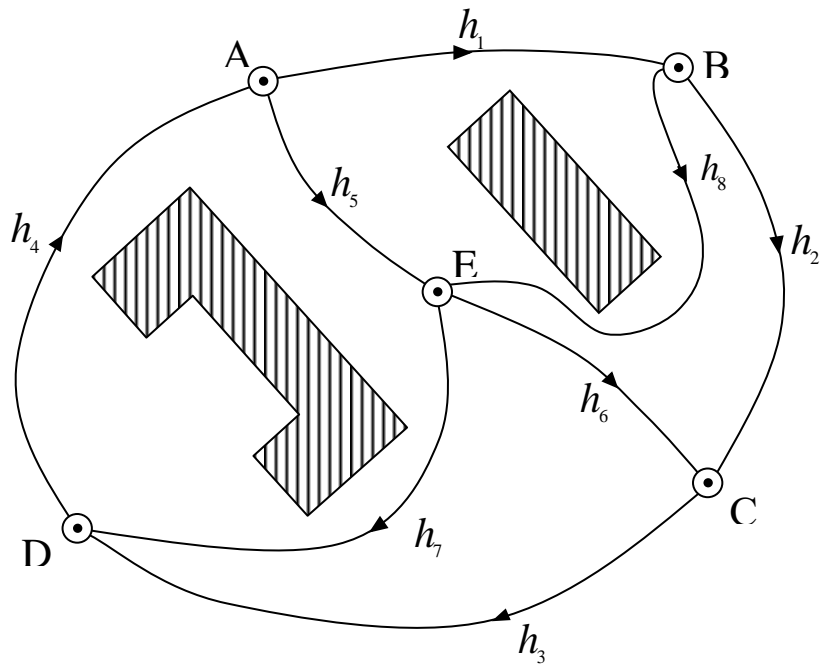


Рис. 2.18 Схема нівелірної мережі

На схемі рис. 2.18 репер А є вихідним, всі інші репери є шуканими. За наведеною схемою рівняння зв'язку будуть мати вигляд:

$$\begin{aligned}
 h_1 &= H_B - H_A; & h_2 &= H_C - H_B; & h_3 &= H_D - H_C; & h_4 &= H_A - H_D; \\
 h_5 &= H_E - H_A; & h_6 &= H_C - H_E; & h_7 &= H_D - H_E; & h_8 &= H_E - H_B;
 \end{aligned}$$

Використовуючи рівняння зв'язку, переходять до системи рівнянь поправок, від неї до нормальних рівнянь та оберненої матриці за схемою, що наведена в § 2.5. При виконанні розрахунку обов'язково врахувати вагову матрицю Р. Коефіцієнти вагової матриці в нівелірних мережах приймають:

$$P_i = \frac{c}{L_{\hat{e}i}} \quad (2.70)$$

Значення коефіцієнту  $c$  приймають таким, щоб ваги були наближені до одиниці. При побудові нівелірних мереж методом GNSS-спостережень, коефіцієнти вагової матриці обчислюють, як:

$$P_i = \frac{\mu_{GNSS}^2}{m_{GNSS}^2} \quad (2.71)$$

де  $\mu_{GNSS}$  - середня квадратична похибка визначення перевищення за допомогою GNSS-спостережень на 1 км;  $m_{GNSS}$  - середня квадратична похибка вимірювання перевищення.

Для розрахунку очікуваної похибки вимірювання перевищення за допомогою GPS використовують вирази (2.65) або (2.67). В будь-якому випадку необхідно намагатися застосовувати для попереднього розрахунку відповідне програмне забезпечення.

## **§ 2.9 Методики створення висотних інженерно-геодезичних мереж**

### **2.9.1 Мережі геометричного нівелювання**

Методом геометричного нівелювання в містах та на промислових майданчиках створюють нівелірні мережі згущення. При будівництві і експлуатації інженерних споруд виникає необхідність у створенні спеціальних висотних мереж і виконанні точного нівелювання.

Методом геометричного нівелювання можна визначати різницю висот двох точок на відстані в 10 – 15 м з середньою квадратичною похибкою 0,03 – 0,05 мм, а на відстані в декілька сот метрів з середньою квадратичною похибкою 0,1 – 0,2 мм. Такої високої точності можна досягнути в результаті запобігання впливу основних похибок геометричного нівелювання, а саме:

- використання найсучасніших цифрових нівелірів з кодовими рейками, як виключають вплив похибок спостерігача;
- використання штативів, які дозволяють плавно змінювати висоту приладу;
- захист нівелірів від впливу зовнішніх факторів, насамперед температури та специфічних видів вібрації.

В сучасних умовах забезпечення розглянутих вимог не є надто складним завданням. В такому випадку репери, перевищення між якими визначене геометричним нівелюванням II класу є головною висотною розмічувальною основою, яка визначає єдину систему висот під час будівництва. Граничні невязки в замкнених ходах і в ходах, які прокладені між вихідними марками і реперами I і II класів державних або міських висотних мереж не повинні перевищувати

$$f_h \leq 5\sqrt{L} \text{ мм}, \quad (2.72)$$

а в гірській місцевості

$$f_h \leq 1,2\sqrt{n} \text{ , мм} \quad (2.73)$$

де  $L$  – довжина ходів в кілометрах;  $n$  – кількість станцій в ході.

Ходи нівелювання між кожною парою суміжних реперів прокладають в прямому та зворотному напрямках при рівних відстанях до рейок, що не перевищують 65 м. Нерівність плеч допускається до 1 м, а накопичення цих нерівностей в секції нівелювання до 2 м. Висота візирного променя над поверхнею повинна бути не менше 0,5 м, а при відстані від нівеліра до рейки менше 30 м до 0,3 м.

Для прив'язки нівелірних ходів до стінних марок державного нівелювання використовують підвісну рейку, або компаровану

рулетку з міліметровими поділками. Небажано виконувати роботи при сильному вітрі. При використанні оптичних нівелірів спостереження виконують в години спокійних зображень. В сонячні дні спостереження розпочинають через годину після сходу Сонця з перервою від 10 до 15 год., закінчують за годину до заходу Сонця, в пасмурні дні час спостережень збільшують. Різниця перевищень на станції нівелювання не повинна перевищувати 0,75 мм. Порядок робіт на станції геометричного нівелювання регламентується нормативними документами і відповідає порядку робіт при створенні державної висотної мережі.

Після закінчення польових робіт виконують попередні обчислення нівелювання II класу до яких входять:

- перевірка польових журналів – при ручному записі, при цифровому записі експорт в програму оброблення нівелювання;
- обчислення перевищень між реперами з введенням поправок приладу та рейок;
- складання відомості перевищень та попередніх позначок реперів з обов'язковою вказівкою номерів реперів, їх місцеположення, відстані між ними, кількості штативів.

За результатами попередніх обчислень знаходять середні квадратичні похибки на 1 км за невязками в полігонах або ходах:

$$m = \sqrt{\frac{\left[ \frac{f_h^2}{L} \right]}{N}}, \quad (2.74)$$

де  $f_h$  - невязка в ході або полігоні;  $L$  довжина ходу або периметр полігону;  $N$  – кількість ходів і полігонів.

Середню квадратичну похибку також розраховують за результатами подвійних вимірювань:

$$m = \sqrt{\frac{d^2}{2N}}, \quad (2.75)$$

де  $d$  – різниця між перевищеннями в прямому та зворотному ходах.

Використовуючи результати попередніх обчислень та вихідні дані виконують вирівнювання мережі методом найменших квадратів. Після вирівнювання складають технічний звіт в якому відображають:

- обґрунтування необхідності виконання геометричного нівелювання II класу;
- характеристики вихідних даних;
- відомості про прилади та результати їх дослідження;
- характеристика точності нівелювання за отриманими невязками;
- висновки, щодо можливості використання виконаного нівелювання II класу в якості головної висотної основи для розмічувальних робіт.

При незначних розмірах об'єкту будівництва та при наявності надійних вихідних даних, в якості самостійної висотної основи для ведення розмічувальних робіт може використовуватись нівелювання III або IV класу.

Згідно з вимогами в ходах нівелювання III і IV класів, що спираються на репери нівелювання вищих класів допустимі невязки повинні бути, для III класу

$$f_h \leq 10\sqrt{L} \text{ мм},$$

для IV класу

$$f_h \leq 20\sqrt{L} \text{ мм}.$$

Якщо в ходах нівелювання кількість станцій перевищує 16 на 1 км ходу, то допустимі невязки розраховують для III класу як:

$$f_h \leq 2\sqrt{n}, \text{ мм}$$

для IV класу

$$f_h \leq 5\sqrt{n} \text{ мм.}$$

Нівелювання III або IV класу виконують точними нівелірами. Висота візирного променя над земною поверхнею при нівелюванні III класу повинна бути не менше 0,3 м, при нівелюванні IV класу не менше 0,2 м. Нерівність плеч на станції при нівелюванні III класу не повинно бути більше 2 м, а накопичення нерівностей плеч не повинно перевищувати 5 м; в нівелюванні IV класу нерівність плеч на станції допускається до 5 м, а накопичення нерівностей в ході до 10 м.

Нівелювання в ходах III класу прокладають між реперами II класу в прямому та зворотному напрямках при нормальній відстані від нівеліра до рейки 50 – 75 м. Нівелювання IV класу прокладають між реперами старших класів в прямому напрямку з нормальною відстанню від нівеліра до рейок до 100 м. Програма робіт на станції нівелювання III та IV класу регламентується відповідними нормативними документами. Після виконання польових робіт виконують попередні обчислення, вирівнювання та оформлення технічного звіту за схемою аналогічною до нівелювання II класу.

## **2.9.2 Мережі тригонометричного нівелювання**

При виконанні інженерно-геодезичних робіт в складних умовах та при використанні високоточних електронних тахеометрів геометричне нівелювання може бути з успіхом замінене на тригонометричне нівелювання. До основних переваг



тригонометричного нівелювання в порівнянні з геометричним відносять: економія часу, простота вимірювань, можливість вимірювання перевищень з однієї станції між декількома точками, що знаходяться на різних висотах. Особливо суттєвими переваги тригонометричного нівелювання стають при великих перевищеннях між точками висотної мережі.

Технологічно можливі реалізації наступних схем спостережень при тригонометричному нівелюванні:

- одностороннє;
- двостороннє;
- з середини.

Схеми спостережень при розмічувальних роботах способом тригонометричного нівелювання наведено на рис. 2.19.

На рис 2.19 прийняті наступні позначення:  $S$  – виміряна нахилена відстань;  $Z$  – зенітна відстань;  $h$  – шукане перевищення;  $i$  – висота тахеометра;  $v$  – висота відбивача.

Для наведених схем спостережень перевищення обчислюють за формулами :

одностороннє нівелювання,

$$h_{12} = S_{12} \cdot \text{Ctg}Z_{12} + i - v + k_1 - r_1 + \Delta_1, \quad (2.76)$$

двостороннє нівелювання,

$$h_{12} = \frac{1}{2} S_{12} (\text{Ctg}Z_{12} - \text{Ctg}Z_{21}) + \frac{1}{2} (i_1 - i_2) + \frac{1}{2} (v_1 - v_2) - \frac{1}{2} (r_1 - r_2) + \frac{1}{2} (\Delta_1 - \Delta_2) \quad , \quad (2.77)$$

для нівелювання з середини,

$$h_{12} = S_1 \text{Ctg}Z_1 - S_2 \text{Ctg}Z_2 + (v_2 - v_1) - (k_2 - k_1) + (r_2 - r_1) - (\Delta_2 - \Delta_1) \quad . \quad (2.78)$$

### Одностороннє нівелювання

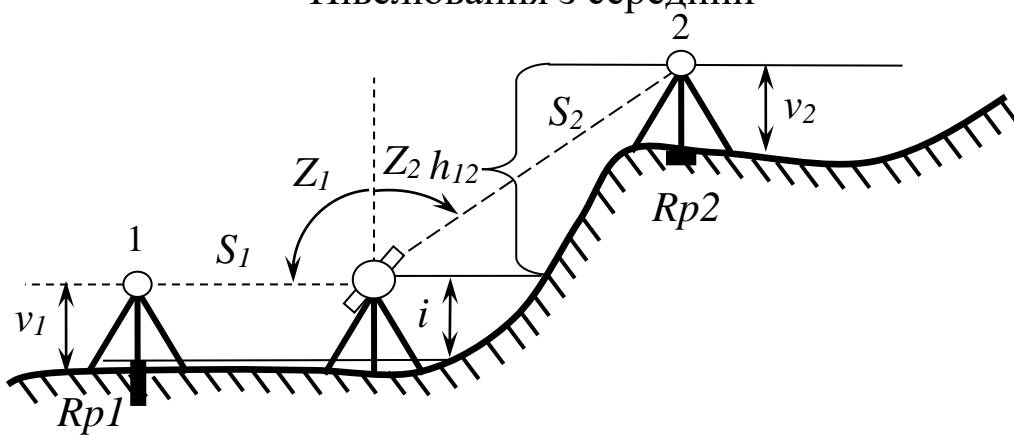
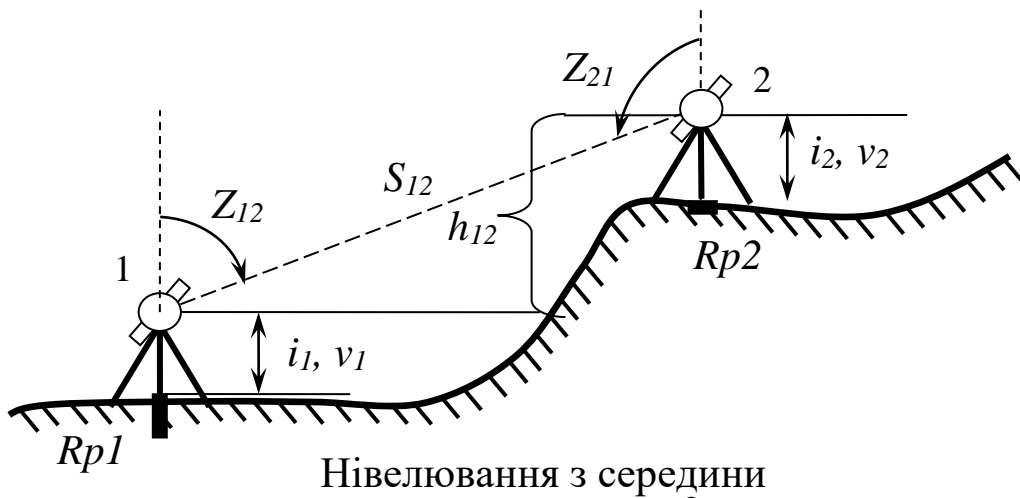
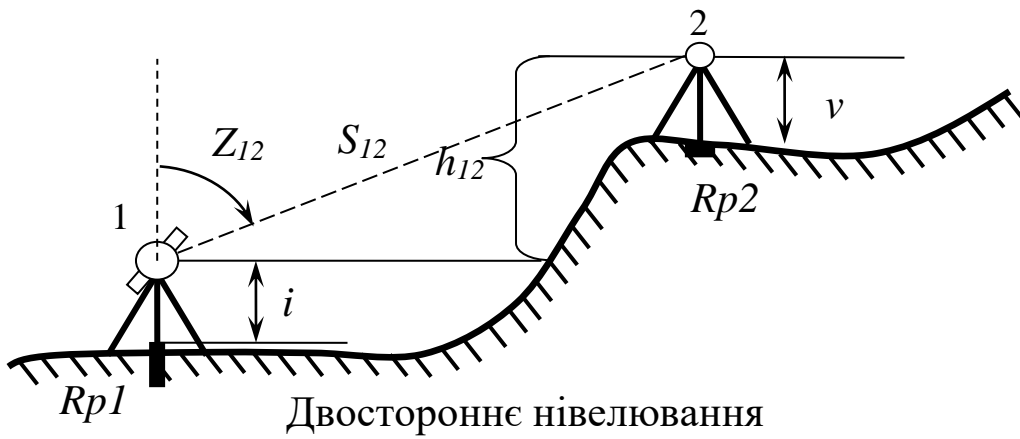


Рис. 2.19 Види тригонометричного нівелювання

Зміст позначень, що прийняті у виразах (2.76-2.78) зрозуміло з рисунку 2.19. Серед інших невідомих позначень прийнято:

- поправка за кривизну Землі,

$$k = \frac{S^{KM}}{2R^{KM} \cos^2 Z} S, \quad (2.79)$$

- поправка за вплив вертикальної рефракції,

$$r = \frac{S^{KM}}{2R^{KM} \cos^2 Z} \gamma S, \quad (2.80)$$

де  $\gamma$  – коефіцієнт земного заломлення,

- поправка за різницю висот тахеометра та відбивача,

$$\Delta = \frac{h^{KM}}{R^{KM}} S \cdot \operatorname{tg} \nu. \quad (2.81)$$

При відстанях  $S$  більше 50 м суттєвий вплив на результати тригонометричного нівелювання чинить вертикальна рефракція. Рекомендований найкращий час для спостережень: через 2 години після сходу Сонця до 10 години ранку та з 16 години і закінчують за 2 години до заходу Сонця. В зимовий період через сильний вплив вертикальної рефракції тригонометричне нівелювання бажано не застосовувати.

Особливу увагу при виконанні тригонометричного нівелювання приділяють точному вимірюванню висоти приладу та візирних цілей. Для цього можуть застосовуватись компаровані рулетки з міліметровими поділками, а при високоточних спостереженнях спеціальні методики.

При створенні висотних мереж значної протяжності перевищення отримані тригонометричним нівелюванням можуть бути спотворені впливом місцевих відхилень прямовисних ліній. Питання про врахування цих спотворень вирішується в кожному випадку окремо.

Оцінка точності вимірювань перевищень може бути виконана за невязками в замкнених полігонах і ходах. Середня квадратична похибка одного перевищення визначається за формулою:

$$m_h = \sqrt{\frac{\left[ \frac{f_h^2}{n} \right]}{N}}, \quad (2.82)$$

де  $f_h$  - нев'язка;  $n$  – кількість перевищень в ході (полігоні);  $N$  – кількість ходів (полігонів).

Середня квадратична похибка перевищення на 1 км ходу визначається:

$$m_h^{KM} = \sqrt{\frac{\left[ \frac{f_h^2}{l} \right]}{N}}, \quad (2.83)$$

де  $l$  – периметр полігона (ходу) в кілометрах.

Теоретичні розрахунки і експериментальні роботи показують, що при застосуванні відповідної методики метод тригонометричного нівелювання наближається за точністю до геометричного нівелювання II класу.

В Швеції накопичено досвід застосування тригонометричного нівелювання при створенні високоточних Державних геодезичних мереж.

### 2.9.3 Висотні мережі GNSS –нівелювання

Загально відомо, що геометричне нівелювання з технологічної точки зору є операцією, що вимагає значних витрат часу. Застосування GNSS-вимірювань значно прискорює процес нівелювання. Однак GNSS-нівелюванню притаманна особлива специфіка, як і з точки зору виконання робіт так і з точки зору обчислення висот.

Згідно теорії М.С. Молоденського геодезична висота точки  $H$  може бути представлена у вигляді:

$$H = H^\gamma + \zeta, \quad (2.84)$$

де  $H^\gamma$  – нормальна висота і  $\zeta$  – аномалія висоти, що чисельно дорівнює висоті квазігеоїда (рис. 2.20).

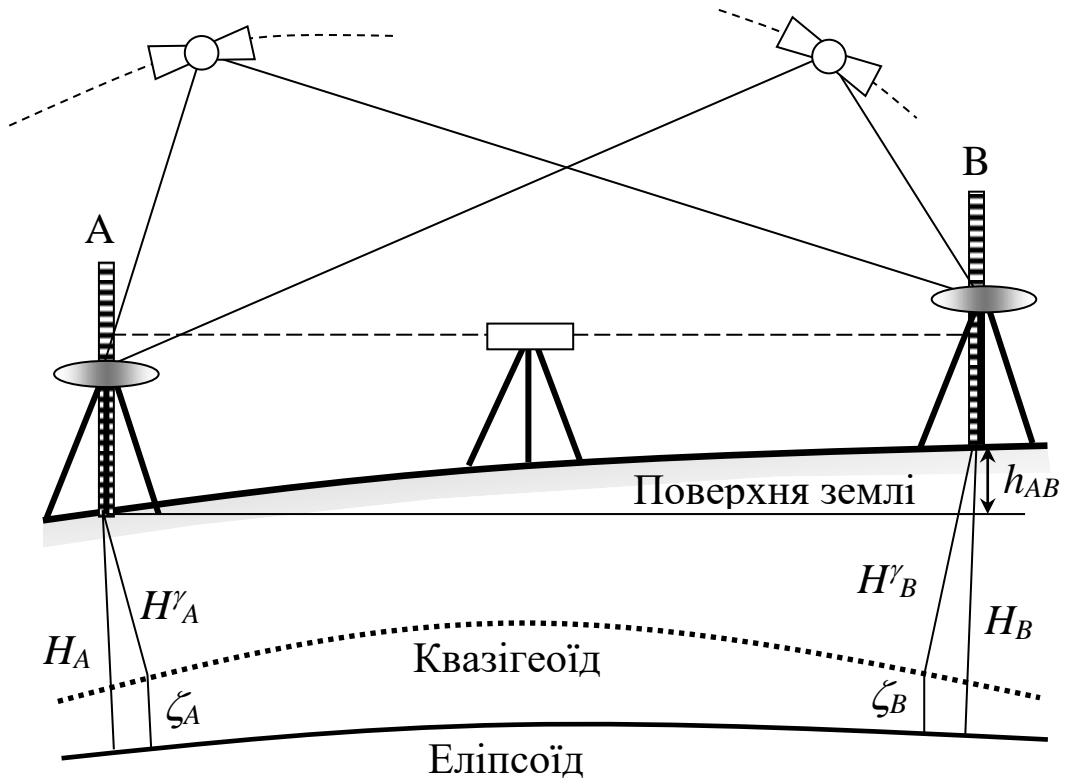


Рис. 2.20. Визначення геодезичної висоти  $H$ , висоти  $\zeta$  квазігеоїда та нормальної висоти  $H^\gamma$

Рис. 2.20 ілюструє широко поширені співвідношення між визначеними за даними GNSS-технологій геодезичними висотами, нормальними висотами, отриманими з геометричного нівелювання, та висотами квазігеоїда.

Якщо висота  $h_{AB}$  виміряна за допомогою GNSS і є точна цифрова модель квазігеоїда на дану територію, тоді можна обчислити нормальні висоти.

Перепишемо вираз (2.84) для точок A і B:

$$H_A^\gamma = H_A - \zeta_A; \quad H_B^\gamma = H_B - \zeta_B,$$

тоді перевищення між точками буде:

$$H_B^\gamma - H_A^\gamma = H_B - H_A - \zeta_B + \zeta_A. \quad (2.85)$$

Прийmemo наступні позначення:  $h_{AB} = H_B^\gamma - H_A^\gamma$ ,  
 $\Delta H_{AB} = H_B - H_A$ ,  $\Delta \zeta_{AB} = \zeta_B - \zeta_A$ , остаточно отримаємо:

$$h_{AB} = \Delta H_{AB} - \Delta \zeta_{AB}. \quad (2.86)$$

За допомогою *GNSS*-нівелювання можна виміряти величину  $\Delta H_{AB}$ , а отже при відомій моделі квазігеоїда  $\Delta \zeta_{AB}$  за виразом (2.88) можна знайти перевищення між точками, яке буде відповідати перевищенню що отримане за результатами геометричного нівелювання.

З вище викладеного матеріалу зрозуміло, що для успішної реалізації *GNSS*-нівелювання необхідно знати точну модель квазігеоїда. На сьогоднішній день в Україні не існує універсальної моделі квазігеоїда, яка б задовольняла вимогам точності виконання будь-яких геодезичних робіт. Відомо декілька підходів, які дозволяють шляхом апроксимації отримати модель квазігеоїда на задану ділянку робіт. В будь-якому з підходів використовують вже відомі моделі квазігеоїда (EGG97, український квазігеоїд УКГ2006), або на незначних за розміром ділянках, які найчастіше зустрічаються в інженерно-геодезичній практиці, моделі геоїда (EGM2008 Earth Gravitational Model 2008).

Розглянемо для прикладу один з можливих підходів, який можливо реалізувати в інженерно-геодезичній практиці.

Нехай існує декілька (більше 3-х) пунктів. Для кожного з цих пунктів з супутникових спостережень з необхідною точністю відомі геодезичні координати  $B$  і  $L$  та геодезичні висоти  $H$ . Для

деяких пунктів з геометричного нівелювання з залученням гравіметричних даних відомі нормальні висоти  $H^\gamma$ . Для цих же пунктів обчислено аномалії висоти  $\zeta$ , як різниці між геодезичними та нормальними висотами.

Використовуючи будь-яку з розглянутих моделей квазігеоїда або геоїда, для всіх пунктів обчислюють модельні значення аномалії висоти  $\zeta^{MOD}$ . Для пунктів на яких відомі нормальні висоти обчислюють аномалії висот та розходження між дійсними та модельними значеннями аномалій:

$$\Delta\zeta = \zeta - \zeta^{MOD} .$$

Отже для пунктів з невідомими нормальними висотами можна обчислити:

$$H^\gamma = H - \zeta^{MOD} - \Delta\zeta .$$

Величини  $\Delta\zeta$  отримують шляхом апроксимації різниць на пунктах з відомими різницями аномалій висот  $\Delta\zeta = \zeta - \zeta^{MOD}$ . В якості моделі апроксимації обирають площину або при великій кількості пунктів з відомими різницями аномалій більш складні математичні поверхні. Коефіцієнти поверхонь визначають за методом найменших квадратів. Отримана таким чином корегуюча поверхня локально уточнює модель квазігеоїда на ділянку робіт і дозволяє обчислити нормальні висоти.

Науково-дослідним інститутом геодезії і картографії (м. Київ) була запропонована методика GNSS-нівелювання з використанням гравіметричного квазігеоїда EGG97, який може давати кращу точність в регіональному/локальному масштабі після додаткового перетворення EGG97 в мережу пунктів GNSS-

нівелювання, за визначеними параметрами трансформації між висотами квазігеоїда, отриманими за даними GNSS-нівелювання, та висотами гравіметричного квазігеоїда.

Обчислення нормальних висот пунктів виконують за схемою:

- обчислюють висоти квазігеоїда EGG97 на знаках нівелірної мережі, де виконані супутникові геодезичні спостереження;
- визначають 7 параметрів Гельмерта (див. § 2.2) перетворення висот квазігеоїда EGG97 у Балтійську систему 1977 р.;
- висоти квазігеоїда EGG97 трансформують у Балтійську систему висот 1977 р.;
- виконують уточнення моделі висоти квазігеоїда EGG97 по точках GNSS-нівелювання;
- за уточненою моделлю квазігеоїда отримують висоту квазігеоїда на всіх пунктах, на яких виконані супутникові геодезичні спостереження;
- обчислюють нормальні висоти.

Отримана за розробленою методикою модель квазігеоїда забезпечує визначення аномалії висот з точністю 0.03-0.05 м.

Використовуючи розглянуті методики за допомогою GNSS-нівелювання можна досягти точності, яка відповідає точності геометричного нівелювання, особливо на великих відстанях.

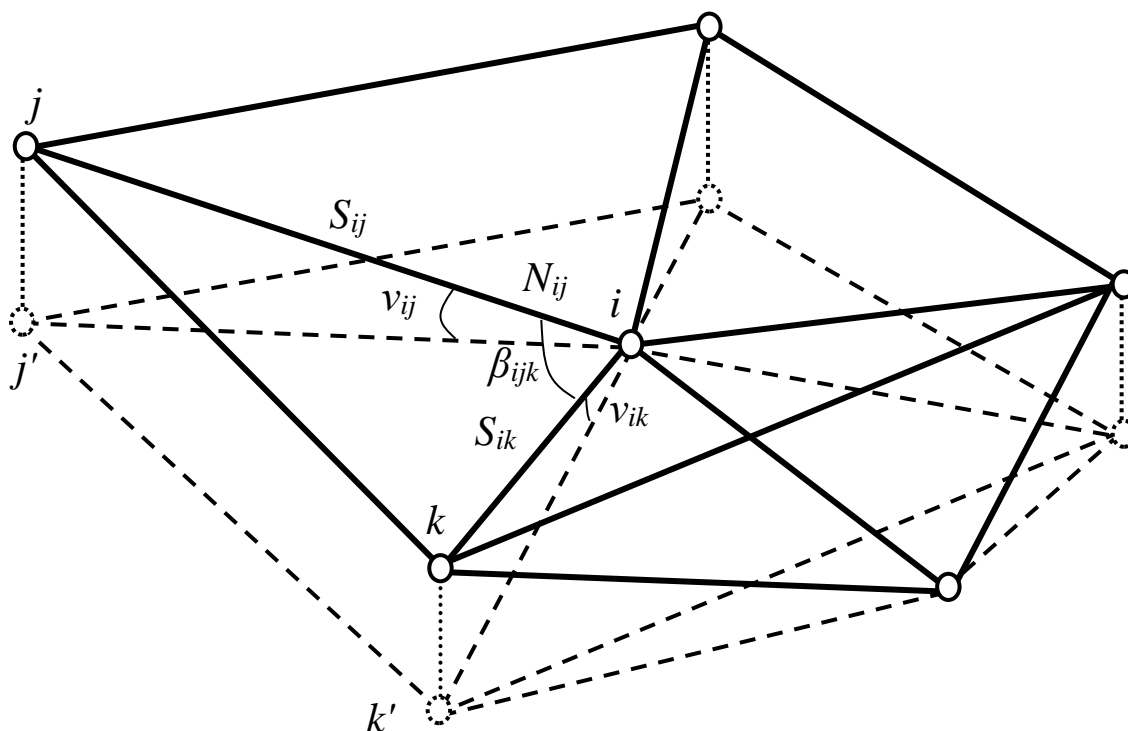
## ***§ 2.10 Проектування та розрахунок точності просторових інженерно-геодезичних мереж***

### **2.10.1 Проектування та розрахунок точності просторових лінійно-кутових інженерно-геодезичних мереж**

Просторові інженерно-геодезичні мережі призначені для створення основи з метою геодезичного забезпечення вишукувань, будівництва, спостережень за осіданнями та деформаціями споруд і т.п. Для створення планово-висотних мереж тривалий час



застосовувались планові та висотні мережі, які створювались та оброблялись окремо. Цей підхід не змінювався навіть коли пункти планової та висотної мережі збігалися. З появою точних та високоточних електронних тахеометрів розпочалося широке впровадження методів створення просторових геодезичних мереж, на пунктах яких вимірюють відстані, вертикальні кути та горизонтальні напрямки. Серед факторів, що стримували впровадження просторових кутових мереж слід також відзначити вплив метеорологічних факторів, зокрема вертикальної рефракції на точність вимірювання вертикальних кутів. Використання електронних тахеометрів, які дозволяють з високою точністю вимірювати нахилені відстані значно підвищило надійність просторових кутових мереж. Типовий приклад просторової лінійно-кутової мережі наведено на рис. 2.21.



**Рис. 2.21 Просторова лінійно-кутова мережа.**

Просторові лінійно-кутові мережі можна будувати шляхом комбінування вимірювання різних величин. Типові схеми вимірювань в просторових лінійно-кутових мережах наведено в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3

Типові схеми вимірювань в просторових лінійно-кутових мережах

Вид просторової мережі	Вимірювані величини
Просторова трілатерація	Нахилені відстані $S_{ij}$
Просторова тріангуляція	Горизонтальні напрямки $N_{ij}$ Вертикальні кути $v_{ij}$
Просторова лінійно-кутова мережа	Нахилені відстані $S_{ij}$ Горизонтальні напрямки $N_{ij}$
	Нахилені відстані $S_{ij}$ Вертикальні кути $v_{ij}$
	Нахилені відстані $S_{ij}$ Горизонтальні напрямки $N_{ij}$ Вертикальні кути $v_{ij}$

В залежності від наявного геодезичного обладнання, його точності та умов будівництва проєктують різні схеми вимірювань. При створенні мереж особливу увагу приділяють вимірюванню висоти приладу, яка повинна вимірюватись з точністю в декілька разів вищою за точність визначення координат.

Попередній розрахунок точності створення лінійно-кутових мереж рекомендується виконувати тільки строгим методом з використанням програмного забезпечення, оскільки кількість зв'язків, що виникають в таких мережах дуже велика і врахувати їх при наближеному розрахунку неможливо. Розглянемо виконання попереднього розрахунку точності за методикою, що наведена в § 2.5.

Для всіх вимірних величин в лінійно-кутовій мережі складають рівняння поправок, які мають наступний вигляд:

для нахиленої відстані

$$a_{ij}\delta X_i + b_{ij}\delta Y_i + c_{ij}\delta Z_i - a_{ij}\delta X_j - b_{ij}\delta Y_j - c_{ij}\delta Z_j + l_{S_{ij}} = v_{S_{ij}}, \quad (2.87)$$

$$\text{де } a_{ij} = -\frac{\Delta X}{S}; \quad b_{ij} = -\frac{\Delta Y}{S}; \quad c_{ij} = -\frac{\Delta Z}{S}; \quad l_{S_{ij}} = S_{ВИМ} - S_{ОБЧ},$$

для горизонтального напрямку

$$-\delta Z + a_{ij}\delta X_i + b_{ij}\delta Y_i + c_{ij}\delta Z_i - a_{ij}\delta X_j - b_{ij}\delta Y_j - c_{ij}\delta Z_j + l_{N_{ij}} = v_{N_{ij}}, \quad (2.88)$$

$$\text{де } a_{ij} = \frac{\Delta Y}{\Delta X^2 + \Delta Y^2}; \quad b_{ij} = \frac{\Delta X}{\Delta X^2 + \Delta Y^2}; \quad c_{ij} = 0; \quad l_{N_{ij}} = N_{ВИМ} - N_{ОБЧ},$$

для вертикального кута

$$a_{ij}\delta X_i + b_{ij}\delta Y_i + c_{ij}\delta Z_i - a_{ij}\delta X_j - b_{ij}\delta Y_j - c_{ij}\delta Z_j + l_{v_{ij}} = v_{v_{ij}}, \quad (2.89)$$

$$a_{ij} = \frac{\Delta X \cdot \Delta Z}{S^2(\Delta X^2 + \Delta Y^2)}; \quad b_{ij} = \frac{\Delta Y \cdot \Delta Z}{S^2(\Delta X^2 + \Delta Y^2)};$$

$$\text{де } c_{ij} = \frac{\sqrt{\Delta X^2 + \Delta Y^2}}{S^2}; \quad l_{v_{ij}} = v_{ВИМ} - v_{ОБЧ}$$

У виразах (2.87-2.89) прийнято наступні позначення:  $\Delta X = X_j - X_i$ ,  $\Delta Y = Y_j - Y_i$ ,  $\Delta Z = Z_j - Z_i$  - прирости координат,  $l_{S_{ij}}, l_{N_{ij}}, l_{v_{ij}}$  - вільні члени рівнянь поправок,  $S_{ВИМ}, N_{ВИМ}, v_{ВИМ}$  - виміряні значення відстаней, напрямків і вертикальних кутів,  $S_{ОБЧ}, N_{ОБЧ}, v_{ОБЧ}$  - обчислені значення відстаней, напрямків і вертикальних кутів за наближеними координатами,  $v_{S_{ij}}, v_{N_{ij}}, v_{v_{ij}}$  - поправки у виміряні відстані, напрямки і вертикальні кути.

Як було зазначено в пп. 2.7.3 при виконанні попереднього розрахунку лінійно-кутових мереж важливим є правильне встановлення ваг вимірювань. Цей факт має ще більше значення при розрахунку просторових лінійно-кутових мереж. Ваги

встановлюють на основі співвідношення похибок кутових і лінійних вимірювань. Для різних варіантів вимірювань в таблиці 2.4 наведено можливі варіанти встановлення ваг вимірювань.

Таблиця 2.4

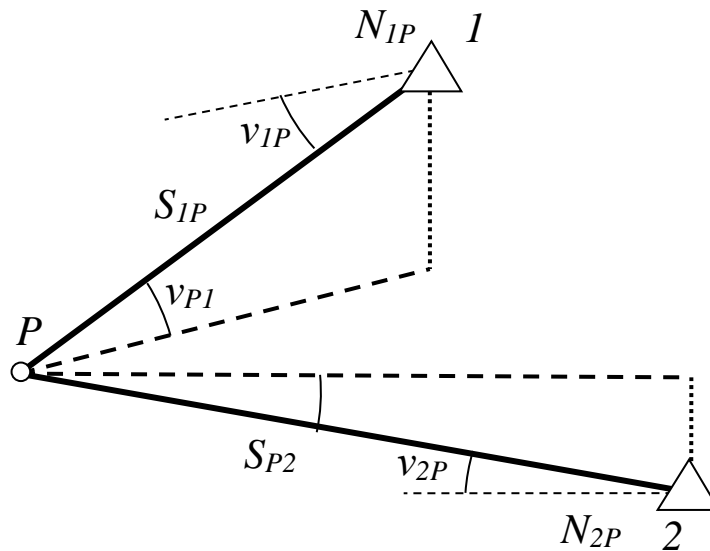
Встановлення ваг виміряних величин

Вага	Виміряні величини				
	$S_{ij}$	$N_{ij}, v_{ij}$	$N_{ij}, S_{ij}$	$v_{ij}, S_{ij}$	$N_{ij}, v_{ij}, S_{ij}$
$P_N$	-	1	1	-	1
$P_v$	-	$\frac{m_N^2}{m_v^2}$	-	1	$\frac{m_N^2}{m_v^2}$
$P_S$	1	-	$\frac{m_N^2}{m_S^2}$	$\frac{m_N^2}{m_S^2}$	$\frac{m_N^2}{m_S^2}$

При складанні рівнянь поправок вільні члени приймають рівними нулю. Після складання рівнянь поправок переходять до нормальних рівнянь і обчислюють обернену матрицю. Помноживши зворотну матрицю, на прийнятну середню квадратичну похибку одиниці ваги, отримують коваріаційну матрицю по діагоналі якої розташовані середні квадратичні похибки координат пунктів мережі.

Переваги використання просторових інженерно-геодезичних мереж безумовні. В таких мережах відсутні обмеження на коливання висот пунктів та геометрію розташування пунктів. Особливо перевага таких мереж відчувається при геодезичному забезпеченні будівництва споруд складної геометричної форми.

Просторові геодезичні засічки є частковим випадком просторових лінійно-кутових геодезичних мереж. До них відносяться просторові лінійні, кутові та лінійно-кутові засічки. Фактично в просторовій засічці можна комбінувати будь-які вимірювані величини (рис. 2.22).



**Рис. 2.22** Можливі варіанти вимірювань в одноразовій просторовій засічці

На рис. 2.22 прийнято позначення зміст яких відображено в таблиці 2.3. Попередній розрахунок точності просторових засічок виконують за методикою розрахунку точності лінійно-кутових мереж.

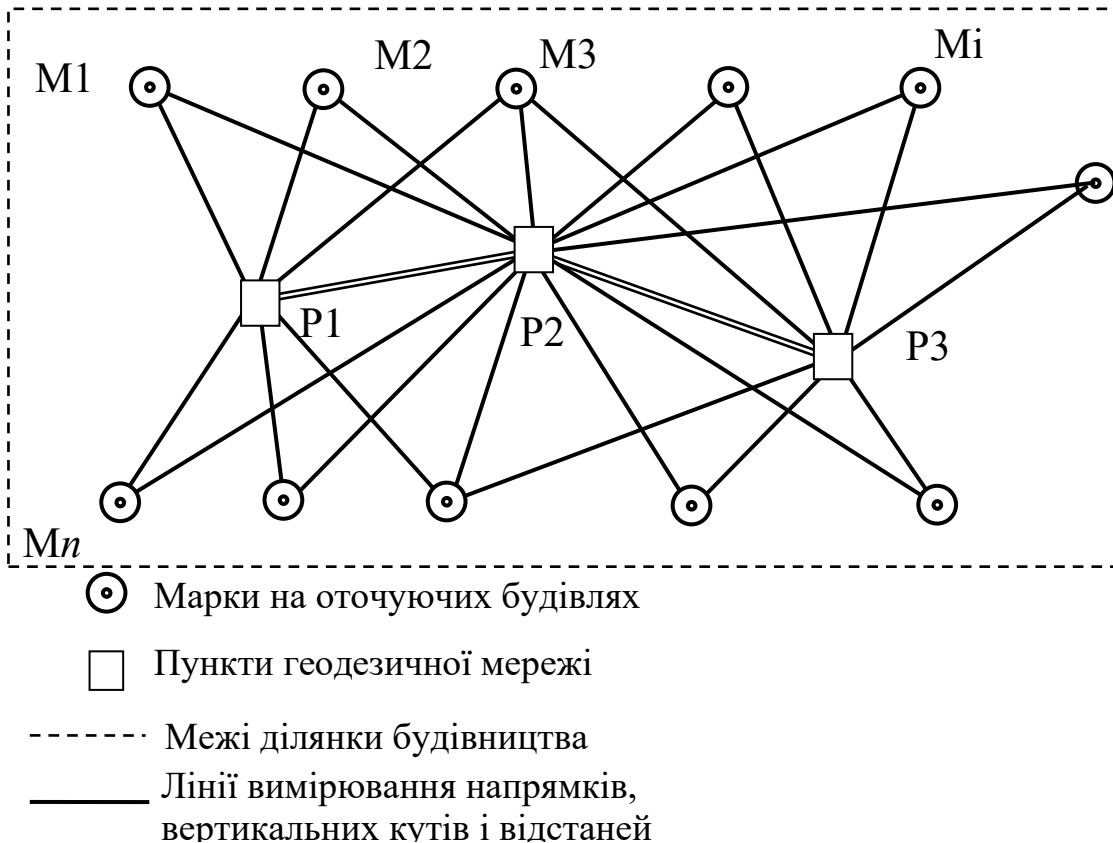
Просторові засічки набули найбільшого розповсюдження при виконанні інженерно-геодезичних робіт, а саме у: розмічувальних роботах, виконавчому зніманні, спостереженнях за осіданнями та деформаціями.

Сучасні безвідбиткові електронні тахеометри обладнані вбудованими програмами, які дозволяють безпосередньо в польових умовах одразу після вимірювань обчислити координати точки з засічки.

Серед просторових геодезичних засічок найбільшою популярністю користується засічка у вигляді вільної станції. **З використанням методу вільної станції можна створювати та згущувати лінійно-кутові мережі.**

Розглянемо використання методу вільної станції при згущенні існуючої геодезичної мережі (рис. 2.23). На будівлях та конструкціях, які оточують об'єкт будівництва вибирають точки, які закріплюють спеціальними марками (M1, M2 і т.д.) і на які з

двох або більше точок існуючої геодезичної мережі (P1, P2, ...) електронним тахеометром виконують вимірювання відстаней, горизонтальних та вертикальних кутів. Таким чином на будівельному майданчику створюється геодезична мережа, яка містить окрім закріплених стабільно пунктів допоміжні пункти геодезичної мережі на оточуючих спорудах.



**Рис. 2.23 Згущення просторової геодезичної мережі методом вільної станції**

Після зрівнювання з будь-якої точки майданчика можна виконати спостереження трьох або більше марок і прив'язатися до системи координат для проведення розмічувальних робіт. Така мережа дозволяє:

- виконувати просторову прив'язку до існуючої мережі з будь-якої точки будівельного майданчику, навіть у випадку втрати пункту основної геодезичної мережі;

- виконувати більш ретельний контроль при побудові основної геодезичної мережі;
- спростити процедуру відновлення знищеного пункту.

### **2.10.2 Супутниковий метод створення інженерно-геодезичних мереж**

Загальні питання проектування мереж методом супутникових спостережень були детально розглянуті в попередніх пунктах. Питання проектування просторової інженерно-геодезичної мережі є основним від якого залежать точність мережі та об'єми робіт. Конфігурація мережі, точність та програма спостережень залежать від умов реалізації конкретного проекту будівництва.

У випадку створення державних опорних геодезичних мереж за допомогою супутникових методів підхід до проектування мережі певним чином стандартизований, але у випадку будівництва та експлуатації інженерних споруд це питання в кожному випадку вимагає від інженера-геодезиста розроблення індивідуального проекту мережі з врахуванням конкретних особливостей об'єкту будівництва.

Методика попереднього розрахунку просторової мережі, що побудована за допомогою супутникових спостережень залежить від того яким чином буде виконуватись оброблення результатів спостережень. Існує два підходи до оброблення GPS-вимірів. Можна виконувати оброблення безпосередньо виміряних фаз для всієї сукупності пунктів мережі. В цьому випадку із вирівнювання отримують не лише уточнені геоцентричні координати пунктів спостережень, але також елементи орбіт супутників, параметри обертання Землі і деякі інші дані.

У іншому способі оброблення GPS-вимірів спочатку виконують вирішення окремих базових ліній, а потім виконується зрівнювання просторової мережі, утвореної сукупністю векторів.

При такій методиці не виконується уточнення геоцентричних координат пунктів, тому їх доводиться задавати хоча б для одного пункту мережі. У випадку вирішення інженерно-геодезичних задач визначення глобальних координат точок об'єкту не є необхідним. Найчастіше проект будівництва реалізують в умовній системі координат, а отже головна умова це точне визначення взаємного положення пунктів геодезичної мережі.

Виконаємо попередній розрахунок просторової мережі за умови, що оброблення буде виконуватись за попередньо отриманими окремими базовими лініями, а точність базових ліній відповідатиме точності, яку гарантує виробник GNSS – устаткування.

Оброблення базової лінії АВ дає в результаті вектор між двома станціями з компонентами у вигляді різниць координат  $\mathbf{D}_{AB} = (\Delta X_{AB}, \Delta Y_{AB}, \Delta Z_{AB})^T$  які розглядають, як результати вимірів. Їм відповідає коваріаційна матриця  $\mathbf{K}_{XYZ_{AB}}$  розміру 3x3.

$$\mathbf{K}_{XYZ_{AB}} = \begin{bmatrix} m_{\Delta X}^2 & K_{XY} & K_{XZ} \\ K_{YX} & m_{\Delta Y}^2 & K_{YZ} \\ K_{ZX} & K_{ZY} & m_{\Delta Z}^2 \end{bmatrix}. \quad (2.90)$$

Діагональні члени матриці  $\mathbf{K}_{XYZ_{AB}}$  – середні квадратичні похибки приростів координат базової лінії, а недіагональні члени – їх коваріації. Основний недолік цих матриць полягає в тому, що вони характеризують точність базових ліній по внутрішній збіжності. Тут не враховується вплив помилок центрування, виміру висоти антени, різниці шляху сигналу, помилок положень фазових центрів і фізичних кореляцій між вимірами. Хоча коваріаційні матриці векторів базових ліній не дають можливості судити про реальну точність координат, за ними можна зробити деякі висновки про умови спостережень. Повна коваріаційна матриця для мережі є



блоково-діагональною, з підматрицями розміру  $3 \times 3$  на головній діагоналі. Такий результат отримують, якщо працюють двома приймачами. Якщо спільно обробляти результати сесії з  $R$  приймачів і отримати  $R-1$  незалежних базових ліній, то їм відповідає повна коваріаційна матриця розміру  $3(R-1) \times 3(R-1)$ .

Для попереднього розрахунку обчислюють вагову матрицю  $\mathbf{P}_{XYZ_{AB}}$  компонентів базової лінії.

$$\mathbf{P}_{XYZ_{AB}} = \begin{bmatrix} \frac{\mu^2}{m_{\Delta X}^2} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\mu^2}{m_{\Delta Y}^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\mu^2}{m_{\Delta Z}^2} \end{bmatrix}. \quad (2.91)$$

Значення діагональних коефіцієнтів призначаються за виразами:

$$\begin{aligned} m_{\Delta X} &= \sqrt{m_X^2 + m_C^2 + m_O^2 + m_n^2}; \\ m_{\Delta Y} &= \sqrt{m_Y^2 + m_C^2 + m_O^2 + m_n^2}; \\ m_{\Delta Z} &= \sqrt{m_H^2 + m_h^2 + m_O^2 + m_n^2} \end{aligned}, \quad (2.92)$$

де  $m_X = m_Y = \frac{m_P}{\sqrt{2}}$  - похибка визначення планових складових базової лінії, обчислюють за виразом (2.59);  $m_H$  - похибка визначення висотної складової базової лінії, обчислюють за виразом (2.60);  $m_C$  - похибка центрування;  $m_h$  - похибка вимірювання висоти антени;  $m_O$  - похибка визначення фазового центру антени;  $m_n$  - інші джерела похибок;  $\mu$  - константа.

Прийнявши апіорні очікувані значення середніх квадратичних похибок розраховують вагові матриці для всіх базових ліній просторової геодезичної мережі, на яких запроектовані супутникові вимірювання.

Якщо розрахунок виконувати в прямокутних просторових координатах, то математичною моделлю вимірів є звичайна модель рівнянь спостережень:

$$D_{AB} = R_B - R_A, \quad (2.93)$$

де  $D_{AB}$  - вектор спостережень, а  $R_A, R_B$  - координати станцій спостережень. Така математична модель лінійна. Виразимо координати станцій  $R_A, R_B$  через їх наближені значення  $R_A^0, R_B^0$  і поправки до них  $dR_A, dR_B$ :

$$R_A = R_A^0 + dR_A, \quad R_B = R_B^0 + dR_B. \quad (2.94)$$

Тепер рівняння поправок для однієї базової лінії можна записати в вигляді:

$$R_B^0 - R_A^0 + dR_B - dR_A = \tilde{D}_{AB} + v_{AB},$$

Або

$$-dR_A + dR_B + l_{AB} = v_{AB}, \quad (2.95)$$

де  $v_{AB}$  - вектор поправок у вимірні компоненти вектора базової лінії  $\tilde{D}_{AB}$ :

$$v_{AB} = (v_{\Delta X_{AB}}, v_{\Delta Y_{AB}}, v_{\Delta Z_{AB}})^T,$$

а  $l_{AB}$  - вільний член:

$$l_{AB} = \mathbf{R}_B^0 - \mathbf{R}_A^0 - \tilde{\mathbf{D}}_{AB}.$$

Система рівнянь поправок для всієї мережі записується у вигляді:

$$\mathbf{A}\mathbf{X} + l = \mathbf{v}. \quad (2.96)$$

Матриця коефіцієнтів  $\mathbf{A}$  для моделі (2.96) для окремої базової лінії складається з 1, -1 або 0, її фрагмент для окремої лінії виглядає таким чином:

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (2.97)$$

Вектор невідомих поправок в параметри  $\mathbf{X}$  складається з векторів поправок  $d\mathbf{X}$  в координати пунктів:

$$\mathbf{X} = (d\mathbf{X}_A, d\mathbf{X}_B, \dots, d\mathbf{X}_N)^T.$$

Подібну структуру мають вектори вільних членів  $l$  і поправок  $v$ .

Використовуючи вирази (2.91, 2.95-2.97) за методикою § 2.5 отримують коваріаційну матрицю пунктів для всієї мережі. Діагональні елементи коваріаційної матриці є середніми квадратичними похибками пунктів мережі.

Питання використання супутникових спостережень при створенні просторових інженерно-геодезичних мереж є дуже

актуальним. Переваги просторових супутникових мереж особливо відчуються при геодезичному забезпеченні великих та унікальних споруд, насамперед гідротехнічних об'єктів, тунелів значної протяжності та висотних будівель.

Специфіка використання супутникових методів полягає не тільки в оперативному визначенні координат з високою точністю, але і у високій точності визначення напрямків. При цьому в умовах будівництва вимірювання доводиться проводити за часткового відбиття радіосигналів супутників від різних видів конструкцій. Одночасно слід намагатися, щоб на станції супутникових вимірювань була забезпечена якомога більша відкритість горизонту.

Подолання приведених недоліків та можливе підвищення точності супутникової мережі можливе за допомогою комбінування наземних лінійно-кутових мереж та супутникових вимірювань.

До останнього часу створення та оброблення GPS-мереж та лінійно-кутових мереж розглядались як окремі етапи. Після індивідуального вирівнювання кожної мережі виконувалося перетворення координат однієї мережі в іншу і в подальшому мережа розглядалась, як однорідна. На сьогоднішній день значна кількість програмних засобів дозволяє виконувати сумісне оброблення GPS-вимірювань та лінійно-кутових вимірювань.

Проблема комбінованого використання GPS та наземних вимірювань полягає в тому, що GPS-вимірювання відносяться до просторової геоцентричної декартової системи координат, а результати наземних лінійно-кутових вимірювань на кожній станції спостережень відносяться до локальних горизонтних систем координат, що пов'язані з прямовисними лініями. Слід також враховувати традиційну розбіжність між плановими і висотними наземними мережами в тому сенсі, що планові координати відносяться до еліпсоїда, а висотні до квазігеоїда.

Крім супутникових і традиційних лінійно-кутових вимірів у

комбіновані мережі можуть бути включені астрономічні, гравіметричні й інші вимірювання. При спільному використанні різних мереж оброблення виконується в просторових прямокутних координатах  $X, Y, Z$  до яких перетворюють всі вимірювання. Крім поправок у наближені значення координат пунктів визначаються елементи переходу від однієї системи координат до іншої. Таким чином розв'язок одразу отримують в єдиній системі координат, в якій виконують розмічувальні роботи та контрольні вимірювання під час будівництва.

### ***§ 2.11 Особливості закріплення пунктів інженерно-геодезичних планових та висотних мереж***

Пункти інженерно-геодезичних мереж розташовують на геологічно стійких ділянках з дотриманням наступних вимог:

- 1) для забезпечення збереження пунктів їх розташовують поза зоною будівельних робіт;
- 2) під час всього періоду будівництва повинна зберігатися видимість по напрямкам мережі;
- 3) забезпечення зручності наступних розмічувальних робіт.

Пункти інженерно-геодезичних мереж на території міст і промислових об'єктів закріплюють постійними геодезичними знаками, що мають ряд особливостей, які пов'язані з конструкцією, місцями розташування і способами використання. 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 робіт і т.д.

Пункти геодезичних мереж закріплюються на місцевості знаками. По місцю розташування знаки бувають ґрунтові й стінні, закладені в стіни будинків і споруд; металеві, залізобетонні, дерев'яні, у вигляді фарбових міток і т.д.; по призначенню -

постійні, до яких відносяться всі знаки державних геодезичних мереж, і тимчасові, які встановлюються на період досліджень, будівництва, реконструкції, спостережень за деформаціями і т.д.

**Постійні знаки** закріплюють підземними знаками - центрами. Конструкції центрів забезпечують їхнє збереження і незмінність положення протягом тривалого періоду часу. Як правило, підземний центр являє собою бетонний моноліт, що закладений нижче глибини промерзання ґрунту. На поверхні землі в моноліті встановлюють чавунну марку, на якій наносять центр у вигляді хреста або точки. Положенню цього центра відповідають координати  $X$  і  $Y$  а в деяких випадках і  $H$ .

До пунктів, якими закріплюють супутникові мережі, висувають спеціальні вимоги до конструкції центрів геодезичних пунктів, які повинні забезпечувати необхідну стабільність по всіх трьох координатах. При проектуванні доводиться враховувати і цілий ряд інших специфічних особливостей, які можуть порушення нормального прийому радіосигналів від супутників.

Як правило, пункти розмічувальних мереж і мереж згущення закріплюють підземними центрами, такими ж як і пункти державних мереж. Іноді над ними встановлюють Г-образні металеві або дерев'яні віхи. У містах знаки оформляють у вигляді спеціальної надбудови на дахах будівель.

Державні висотні мережі всіх класів закріплюють на місцевості ґрунтовими реперами. Стінні репери закріплюють у фундаментах стійких споруд - водонапірних вежах, капітальних будинках, кам'яних підвалинах мостів.

**Тимчасові знаки.** Точки знімальних, а іноді і розмічувальних мереж закріплюють тимчасовими знаками - дерев'яними або бетонними стовпами, металевими штирями, відрізками рейок. Їх закріплюють у землі на глибині до 2 м. У верхній частини такого знака хрестом, точкою або рисою позначають центр або точку з висотною відміткою.



будинків висотою до п'яти поверхів, споруд висотою до 15м із тривалістю будівництва до 0,5 р., б - те ж, більше 0,5 р., в - те ж, із різною глибиною промерзання, г - огороження знаків, д закріплення розмічувальних осей на скелях у вигляді тура з каменю, е, ж, з - знаки закріплення осей і відміток лінійних споруд, і - знак закріплення осей і відміток дюбелями на будинках, твердих покриттях доріг, к - замальовка закріплення створу осі, л - те ж орієнтирною рисою, м - те ж, позначки; 1 - металевий стрижень, 2 - бетон, 3 - дерев'яна кришка, 4 - металева пластина, 5 - якір, 6 - пісок, 7 - анкер, 8 - дерев'яні металеві стовпи і поперечина, 9 - скельний ґрунт, бетон, 10 - замальовка перетинання осей, 11 - орієнтирна віха, 12 - поличка-карб на дерев'яному стовпі для установки рейки, 13 - дерев'яний стовп-репер, 14 - постійний знак - дерев'яний кіл, 15 - олівцева риска створу осі й орієнтирної риси, 16 – фарбування.

При тривалості використання (більше 0,5 р.) тимчасові знаки закладають на глибину 0,5м (мінімальна відстань до підземних комунікацій від поверхні ґрунту 0,7м). При наявності твердого покриття і відсутності інтенсивного руху транспорту використовують штирі з арматури, дерев'яні стовпчики. В процесі будівництва на зведених конструкціях і поблизу розташованих будинках висоти і створи осей фіксують фарбуванням.

При створенні високоточних інженерно-геодезичних мереж їх закріплюють пунктами примусового центрування. Найчастіше в масивну бетонну основу закріплюють металеву піраміду з інструментальним столиком зверху. Столик має отвір під становий гвинт приладу, що забезпечує його примусове центрування. Навколо знака будують вишку з помостом для спостерігача. Центром знака є отвір в інструментальному столику.

Для ослаблення впливу зовнішнього середовища на кутові та лінійні вимірювання при виборі положення пунктів прагнуть, щоб



промені візування проходили по можливості вище земної поверхні і перешкод. Висота променя над перешкодою не повинна бути менше 3м. Якщо для забезпечення необхідної висоти променя візування необхідно підняти тахеометр, то над центром пункту споруджують дерев'яну або металеву піраміду зі столиком зверху для встановлення тахеометра.

Навіть при ретельному виборі місця встановлення знаків геодезичної мережі та їх конструкції трапляється, що окремі знаки виявляються недостатньо стійкими та мають помітні зміщення, в тому числі горизонтальні. Тому періодично, особливо перед використанням пунктів мережі для виконання розмічувальних робіт, необхідно виконувати контрольні виміри, які повинні підтверджувати достатню стабільність пунктів. При тривалості будівництва більше року, стабільність положення пунктів мережі рекомендується перевіряти один-два рази на рік. Такий контроль стійкості положення пунктів виконується шляхом вимірювань на декількох пунктах мережі кутів між напрямками на суміжні пункти мережі. Результати вимірювань, виконаних у різних циклах, повинні збігатися у межах точності вимірювань.

## РОЗДІЛ 3. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ ВИШУКУВАННЯ

### § 3.1 Проектування інженерних споруд

#### 3.1.1 Стадії проектування інженерних споруд

Багаторічний досвід проектування і будівництва інженерних споруд показав, що проектування варто вести поступово, не прагнучи відразу досягти остаточного результату. Тому проектування ведеться по етапах, що називають стадіями проектування. На кожній стадії послідовно поглиблюються і уточнюються елементи проекту.

Процес проектування складається з трьох етапів. **Перший етап** - передпроектні роботи. На цьому етапі виконують збір і підготовку вихідних даних для проектування, необхідні розрахунки, які обґрунтовують доцільність проектування, будівництва, реконструкції або розширення об'єкта. **Другий етап** - вишукування для відповідної стадії проектування. **Третій етап** - власне проектування.

Завдання на проектування промислових, житлово-громадських та інших об'єктів складає замовник за участю генерального проектувальника, а в необхідних випадках - субпідрядних спеціалізованих проектних та вишукувальних організацій. У завданні зазначаються:

- найменування підприємства, будівлі або споруди;
- підстава для проектування;
- вид будівництва (нове, розширення, реконструкція);
- район і майданчик будівництва і його фізико-географічні характеристики;
- терміни початку та закінчення будівництва;
- стадійність проектування;
- найменування генерального проектувальника і генерального замовника (будівельної організації) та ін.

До завдання додаються:

- затверджений акт про вибір майданчика (траси);
- архітектурно-планувальне завдання;
- відомості щодо існуючої забудови та комунікацій;
- технічні умови на приєднання запроєктованого об'єкта до джерела постачання, інженерних мереж і комунікацій;
- матеріали по раніше проведеним інженерним вишукуванням.

В Україні в якості основи прийнята **двостадійна система проектування**. На першій стадії складають **технічний проект**, потім виконують **робоче проектування**, у процесі якого складають робочі креслення. Двостадійна система припускає широке застосування типових проектів.

Типовий проект розробляють для зведення певного класу інженерних споруд, робочі креслення, конструктивні елементи яких стандартизовані і вимагає кошторису і пояснювальної записки. Використання типового проекту для конкретних умов будівництва споруди вимагає внесення в креслення ряду уточнень, пов'язаних з характеристикою місцевих ґрунтів, рельєфу, підземних вод та ін. Ці уточнення називають прив'язкою проекту.

Проектування по двох стадіях сприяє зменшенню проектно-кошторисних матеріалів, скороченню термінів їхнього складання, розгляду і погодження.

Поряд із двостадійним проектуванням застосовують **одностадійне робоче проектування**. Таке проектування ведеться на нескладних об'єктах, які будують за типовими проектами.

На складних і великих об'єктах, що мають особливо важливе значення, перед технічним проектуванням виконують роботи з **техніко-економічного обґрунтування (ТЕО)** будівництва – допроектний документ, у якому визначаються такі принципові питання, як роль і значення даної споруди в комплексі існуючих і тих, що будуть побудовані в майбутньому, їхній взаємозв'язок. У ньому дається обґрунтування основних технічних і будівельних

рішень; приводяться економічні передумови (обсяги й ефективність капітальних вкладень).

Основні установки на розробку ТЕО даються міністерствами і відомствами або великими приватними підприємствами за необхідності. Безпосередня розробка ТЕО ведеться головною проектною організацією із залученням інших спеціалізованих проектних і дослідницьких організацій.

ТЕО складається з пояснювальної записки, розрахунків, таблиць та графіків. Затверджене ТЕО є обґрунтуванням для складання завдання на розробку технічного проекту. Таким чином ТЕО є передпроектним документом, який вирішує принципові питання майбутнього будівництва (його роль, взаємозв'язок з існуючими і майбутніми спорудами, основні технічні та економічні параметри).

На кожній стадії проектування визначається певне коло питань. У **технічному проекті**, при двостадійному проектуванні повинні бути з'ясовані економічна доцільність і технічна можливість зведення споруди в конкретному місці, а також визначена кошторисна вартість споруди. Наявність технічного проекту надає право на включення даного об'єкта в список капітального будівництва та висновку договору замовника з підрядною організацією, що буде вести будівництво, і на видачу замовлення на виготовлення технологічного устаткування. При проробленні цієї стадії широко використовується типове проектування.

**Робочі креслення** призначаються для безпосереднього виконання будівельних і монтажних робіт. Робоче проектування ведеться на основі затвердженого технічного проекту. У ході робочого проектування остаточно уточнюється генеральний план споруди і розробляється проект виконання будівельних робіт (ПВБР).

### 3.1.2 Склад і зміст проектів зведення інженерних споруд

Склад і зміст проектів інженерних споруд залежить від кількості стадій проектування. Незалежно від стадії проектування весь комплекс проектної документації, як правило, поділяють на три частини: технологічну, будівельну і техніко-економічну.

**Проектування у дві стадії.** Проект (перша стадія проектування) на нове будівництво, розширення та реконструкцію об'єктів виробничого призначення повинен складатися з наступних розділів.

1. **Пояснювальна записка**, де відображені загальні технологічні, будівельні, економічні питання об'єкта будівництва, а також відомості по генеральному плану розміщення основних споруд, по узгодженню проектних рішень, щодо виділення земельної ділянки, використанню родючого шару ґрунту та ін. **Основними кресленнями**, що містяться в цій частині проекту, є: **ситуаційний план** розміщення підприємства, будівель, споруд (для лінійних споруд надається **план і поздовжній профіль траси**), **схема генерального плану** з нанесеними існуючими, запроектованими і підлягаючими знесенню будівлями і спорудами, об'єктами благоустрою, комунікаціями та ін.

2. **Технічні рішення**, що включають принципові схеми технологічних процесів, технологічні компонування по корпусах, схеми по автоматизації і механізації, технологічного обладнання, схеми вантажопотоків та ін. **Основними кресленнями** цієї частини проекту є: *принципові схеми* технологічних процесів, вантажопотоків, функціональної та організаційної структури виробництва, автоматизації процесів та ін.

3. **Будівельні рішення**, у які входять обґрунтування архітектурно-планувальних рішень, рішення із водопостачання, каналізації, вентиляції та ін. **Основними кресленнями** цієї частини проекту є **плани, розрізи і фасади будівель і споруд, схеми трас** зовнішніх і внутрішньо-майданчикових інженерних і транспортних комунікацій та ін.

4. **Організація будівництва**, що включає в себе проект організації будівництва (ПОБ) і проект виконання будівельних робіт (ПВБР). ПОБ і ПВБР - вихідні документи, які використовуються при проектуванні та організації інженерно-геодезичних робіт. При розробці ПОБ використовують матеріали топографічних, геологічних, гідрологічних вишукувань, рішення по застосуванню будівельних механізмів і конструкцій, способів механізації і організації будівництва та ін. **До складу ПОБ входять: календарний план будівництва; будівельний генеральний план з розташуванням всіх будівель, споруд; вказівки по складу, точності, методів і порядку побудови геодезичної основи; графік потреби конструкцій, робочих кадрів та ін.**

Для складних об'єктів в ПОБ можуть бути включені завдання на проведення випробувань та режимних спостережень (сейсмометричних, гідрогеологічних, геохімічних, геодезичних - наприклад, спостережень за деформаціями земної поверхні) для забезпечення якості та надійності зведених конструкцій, на побудову геодезичної розмічувальної основи і методів геодезичного контролю в процесі будівництва.

У ПВБР вказують заходи, що забезпечують необхідну точність монтажних робіт, просторову незмінність конструкцій в процесі монтажу. У зв'язку з цією вимогою в **ПВБР включають завдання по виконанню геодезичних робіт, розробляють схеми розміщення знаків, необхідної точності і засобів геодезичного контролю виконання будівельно-монтажних робіт, а також розробляють програми необхідних випробувань і режимних спостережень, в тому числі спостережень за деформаціями зведених об'єктів.**

Оскільки геодезичні роботи є складовою частиною процесу будівництва, їх проектування ведеться паралельно з розробкою загальної документації і характеризується комплексністю та стадійністю.

Для великих об'єктів зі складними об'ємно-планувальними рішеннями, унікальним технологічним обладнанням, яке необхідно встановлювати з високою точністю або об'єктів, що зводяться в особливо складних геологічних і природних умовах в складі ПОБ може бути передбачена розробка спеціального розділу **«Організація геодезичного забезпечення будівництва»**, що включає питання організації геодезичних робіт при створенні опорної мережі, виносі на місцевість осей і точок, контролю будівельно-монтажних робіт і матеріально-технічного забезпечення.

ПВБР розробляють на основі організаційно-технічних рішень, у відповідності до завдань ПОБ. У ПВБР визначають технологію, терміни та порядок виконання будівельно-монтажних робіт, **уточнюють будівельний генеральний план**. На всі основні види простих будівельно-монтажних робіт складають технологічні схеми, а для складних - технологічні карти. **У ПВБР приводять схеми розміщення опорних знаків, порядок геодезичного контролю положення конструкцій, вказівки по точності геодезичних вимірювань і засобів.**

Для об'єктів, технологія зведення яких вимагає побудову складних геодезичних мереж і вимірів високої точності, у складі ПВБР розробляють спеціальний розділ по геодезичному забезпеченню будівництва - **проект виконання геодезичних робіт (ПВГР)**.

5. **Розділ житлово-цивільного будівництва** складають у разі комплексного проектування промислового та цивільного будівництва.

6. **Кошторисна документація.**

7. **Паспорт проекту** по встановленій формі.

**До складу робочої документації** (друга стадія проектування) для будівництва підприємств, будівель і споруд **повинні входити: робочі креслення**, призначені для виконання будівельно-монтажних робіт, монтажу технологічного, енергетичного та

іншого обладнання, **креслення мереж і пристроїв** тепло -, газо-, електропостачання та ін.; **кошторис; відомості об'єктів** будівельних і монтажних робіт; **відомості потреб** у матеріалах; **специфікації** на обладнання; **скориговані ПОБ, ПВБР та ін.**

При розробці робочої документації для зведення інженерних споруд проектна організація повинна виконати необхідне доопрацювання принципів технологічних, архітектурно-будівельних та інших рішень, прийнятих у затвердженому проекті.

**Проектування в одну стадію.** При проектуванні в одну стадію розробляють робочий проект зі зведеним кошторисним розрахунком вартості будівництва.

Робочий проект на будівництво об'єкта (підприємства, будівлі, споруди) за типовими проектом повинен складатися з наступних розділів.

1. **Пояснювальна записка** з основними кресленнями: ситуаційним планом розміщення об'єкта; генеральним планом; планом земельної ділянки з нанесеними на ній будівлями і спорудами, інженерними мережами та комунікаціями; додатковими кресленнями, розробленими при прив'язці типових і індивідуальних проектів, що застосовуються повторно; планами та профілями трас зовнішніх і внутрішніх інженерних мереж та комунікацій; будівельним генеральним планом та ін.

2. **Кошторисна документація.**

3. **Паспорт робочого проекту.**

**Робочий проект** зі зведеним розрахунком вартості на будівництво технічно нескладних підприємств, будинків та споруд повинен складатися з наступних розділів.

1. **Пояснювальна записка** з тими ж кресленнями, що і в робочих проектах об'єктів, що будуються за типовим проектом. Крім того, розробляються наступні креслення: принципові схеми технологічного процесу, технологічні компонування і планування по корпусах; схеми електропостачання, теплопостачання та ін.



**2. Основні будівельні рішення**, що містять: короткий опис та обґрунтування архітектурно-планувальних рішень; плани, розрізи і фасади будівель і споруд; схеми. Плани та профілі трас основних зовнішніх і внутрішньо-майданчикових інженерних мереж і комунікацій та ін.

**3. Кошторисна документація.**

**4. Паспорт робочого проекту.**

Паралельно з розробкою цих матеріалів розробляють робочу документацію з кошторисами по будівлях та спорудах.

**Робочий проект** на технічне переозброєння виробництва розробляють для окремих об'єктів або видів робіт відповідно з планом технічного розвитку підприємств. Він повинен включати наступні документи.

1. Пояснювальна записка.

2. Зведений кошторисний розрахунок вартості.

3. Паспорт робочого проекту.

4. Робоча документація на весь обсяг будівельних та монтажних робіт, передбачених проектом; специфікації на обладнання; кошторис.

Розроблені проекти в обов'язковому порядку піддають всебічному експертному вивченню. Їх погоджують і затверджують у відповідних організаціях та інстанціях. Затверджений проект (робочий проект) підприємства, будівлі, споруди є підставою для планування та фінансування будівництва цього об'єкта, замовлення основного обладнання, а також укладання договору підряду на виконання будівельних робіт.

### **3.1.3 Нормативні документи для виконання проектних робіт в будівництві**

Специфіка будівельного виробництва, основні етапи та технологічні процеси якого виконуються в різних природних і економічних умовах при різній технічній, матеріальній та

кадровій забезпеченості, вимагає для забезпечення встановленої якості будівельних споруд проведення єдиної технічної політики в будівництві.

Цю задачу вирішує діюча в будівництві *система нормування*, документи якої встановлюють комплекс норм, правил, положень та вимог, обов'язкових при інженерних вишукуваннях, проектуванні і будівництві, реконструкції будівель і споруд, а також при виробництві будівельних конструкцій і матеріалів, при експлуатації та ремонті будівель та споруд.

**Система нормативних документів у будівництві** включає в себе Державні будівельні норми (ДБН), методичні рекомендації та інші документи, затверджені Міністерством розвитку громад та територій України або іншими міністерствами, відомствами і органами влади. Ця система документів діє поряд із системою Державних стандартів в будівництві, що є частиною **Державної системи стандартизації України**.

Впровадження системи нормативів дозволяє підвищувати ефективність вкладень, впроваджувати сучасні досягнення науки, техніки і передового досвіду, економити матеріальні, енергетичні, трудові та фінансові ресурси, знижувати вартість будівництва і забезпечувати раціональне використання земель та інших видів природних ресурсів.

Нормативні документи поділяють на загальнодержавні та відомчі.

**Основні загальнодержавні документи** – Державні будівельні норми України (ДБН). ДБН в залежності від призначення і етапу будівництва розділені на п'ять частин (А, Б, В, Г, Д):

*А. ОРГАНІЗАЦІЙНО-МЕТОДИЧНІ нормативні документи (ОМНД)*

- А 1. Стандартизація, нормування, сертифікація і метрологія
- А 2. Вишукування, проектування і територіальна діяльність
- А 3. Виробництво продукції в будівництві

*Б. МІСТОБУДІВНІ нормативні документи (МНД)*

Б 1. Містобудівна документація та інформаційне забезпечення

Б 2. Планування та забудова територій і населених пунктів

*В. ТЕХНІЧНІ нормативні документи (ТНД). Технології виробництва*

В 1. Загальнотехнічні вимоги до життєвого середовища та продукції будівельного призначення

В 2. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення

В 3. Експлуатація, ремонт, реставрація та реконструкція

*Г. РЕКОМЕНДОВАНІ нормативні документи (НД) , ПОСІБНИКИ*

*Д. КОШТОРИСНІ НОРМИ ТА ПРАВИЛА*

Д 2.2. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи – РЕКН

Д 2.3. Ресурсні елементні кошторисні норми на монтаж устаткування – РЕКНму

Д 2.4. Ресурсні елементні кошторисні норми на ремонтно-будівельні роботи – РЕКНр

Д 2.5. Ресурсні елементні кошторисні норми на реставраційно-відновлювальні роботи – РЕКНр

Д 2.6. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи – РЕКНпн

Д 2.7. Ресурсні елементні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів - РЕКНЕМ

Вимоги по точності виконання всіх видів будівельних робіт і технологія їх виконання, що представляють особливий інтерес для проектування і виконання комплексу геодезичних вимірювань, містяться в частинах А і В ДБН.

Основним документом, що встановлює вимоги до геодезичних робіт на стадії вишукування та проектування є Державні будівельні норми України – **Вишукування,**

**проектування і територіальна діяльність. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва. ДБН А.2.1-1-2008.**

*ДБН В.1.3-2:2010 Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві.* Геодезичні роботи у будівництві, встановлює склад геодезичних робіт, умови забезпечення точності їх виконання, містить вимоги до геодезичних розмічувальних мереж і порядку виконання розмічувань і контрольно-монтажних вимірювань при зведенні будівель (споруд) та контроль їх геометричних параметрів.

**Відомчі нормативні документи** встановлюють вимоги до вишукування, проектування, будівництва та експлуатації споруд і конструкцій, що враховують специфіку галузі. Система державних стандартів в основному встановлює вимоги за кількісними та якісними характеристиками виконання окремих технологічних процесів будівництва, формам їх розрахунку та подання. Безпосереднє відношення до геодезичних робіт у будівництві має стандарт *ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009 «Виконання вимірювань, розрахунок та контроль точності геометричних параметрів. Настанова».*

До нормативних документів відносять допоміжні матеріали - посібники, керівництва, рекомендації, в яких детально викладені окремі положення нормативних документів, що містять приклади та алгоритми розрахунків, табличні та графічні довідкові дані, необхідні для проектування та будівництва. Ці документи, як правило, розробляють головні проектні організації. Наприклад, в теперішній час на додаток до *ДБН В.1.3-2:2010* є діючим **«Посібник з виконання геодезичних робіт у будівництві».** До державних стандартів *ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009 «Виконання вимірювань, розрахунок та контроль точності геометричних параметрів. Настанова»* Науково-дослідним інститутом будівельного виробництва у 2011р. видано **«Методичні рекомендації з виконання геодезичних робіт в будівництві».**

При плануванні і виконанні геодезичних робіт по створенню геодезичних мереж і їх загущенню, топографічному зніманню в якості нормативних документів використовуються інструкції розроблені Державною службою геодезії, картографії і кадастру, а в теперішній час Державним агентством земельних ресурсів України, вимоги яких обов'язкові для всіх підприємств і установ незалежно від їх відомчої підпорядкованості.

### **3.1.4 Вимоги до вибору майданчика під будівництво**

Вибір майданчика для будівництва міст, населених пунктів і підприємств здійснюється при розробці **техніко-економічного обґрунтування (ТЕО)** або в процесі проектування у відповідності з земельним, водним, лісовим та іншими законодавствами.

Для вибору майданчика (траси) під будівництво споруд створюється комісія з відповідальних представників замовника, проектної та вишукувальної організацій, місцевих Рад народних депутатів, територіальних і місцевих органів нагляду та ін., яка проводить порівняння варіантів і вибір з них оптимального. Вибір майданчиків під будівництво нових, розширення існуючих міст, населених пунктів, промислових і сільськогосподарських підприємств здійснюється на базі топографічних і геологічних вишукувань, картографічних матеріалів та відповідних гідрологічних, економічних і технічних розрахунків. При цьому розглядаються питання забезпечення об'єктів електроенергією, водою, паливом, сировиною, транспортом та ін.

Територія для нового або розширення існуючого міста повинна мати:

- 1) достатні розміри для розміщення всіх видів будівництва з урахуванням можливості подальшого розширення;
- 2) природні дані, що дозволяють будувати житлові, громадські та промислові будівлі, здійснювати озеленення без дорогих інженерних робіт;

- 3) сприятливі умови приєднання частин міста до мережі залізниць і автомобільних доріг або до водних шляхів сполучення;
- 4) досить близькі джерела енерго- і водопостачання.

Для житлової забудови відводять ділянки з найбільш сприятливими природними і санітарними умовами, по можливості біля річок, відкритих водойм і масивів зелених насаджень.

При виборі місця для будівництва житлових масивів і промислових підприємств враховують комплекс природно-кліматичних умов, а також фізико-технічних і санітарно-гігієнічних вимог до розміщення і планування територій.

За фізико-технічними умовами розрізняють три категорії придатності територій для промислового будівництва: сприятливі, несприятливі і особливо несприятливі. Ці умови включають топографічні і геологічні дані.

Особливо важко знайти майданчики зі сприятливим рельєфом - з відносно рівною поверхнею і ухилом 0,3-5%. Найбільш сприятливі майданчики з ухилом близько 1%. Обмежено придатними є злегка горбисті майданчики із загальним ухилом більше 5% або менше 0,3%. Для мережі залізничних колій, підземного господарства та заводської території потрібні майданчики зі спокійним рельєфом. Проте абсолютно горизонтальні майданчики ускладнюють влаштування каналізації.

Водопостачання більшості підприємств може бути забезпечене системою артезіанських свердловин. Металургійні та хімічні заводи, для технічних потреб яких потрібна велика кількість води, тому їх розміщують біля великих водойм. Розміщення підприємств біля річок обумовлене необхідністю використання водного транспорту.

При розміщенні підприємств на прибережних ділянках річок і водойм планувальні позначки слід приймати не менше ніж на 0,5 м вище розрахункового найвищого горизонту вод, а також нагону від розрахункової висоти хвилі.

Наявність поблизу майданчиків кар'єрів будівельних матеріалів в значній мірі здешевлює та прискорює будівництво.

Майданчики під будівництво аеропортів повинні бути орієнтовані так, щоб напрямом головної льотної смуги збігався з напрямом панівних вітрів. Для забезпечення безпеки злітно - посадочних операцій необхідно, щоб рельєф льотного поля мав ухили, які не перевищують 0,02, при радіусах вертикальних кривих не менше 10 000 м. Для швидкого відведення дощових вод ухили льотного поля повинні бути не менше 0,005. Рельєф місцевості має бути пологим, без балок і ярів. Крім того, майданчик повинен мати відкриті повітряні підходи, без високих будівель та інших перешкод, особливо в зонах панівного напрямку вітрів. Ґрунти майданчика повинні бути стійкими, з можливо більш глибоким заляганням ґрунтових вод. Майданчик не повинен мати карстових і зсувних явищ.

Майданчики підприємств, будівель і споруд агропромислового комплексу слід вибирати на землях, непридатних для сільського господарства або на угіддях гіршої якості.

Траси ліній електропередач, зв'язку та інших лінійних споруд повинні намічатися переважно по межах полів, уздовж доріг, лісосмуг так, щоб забезпечувався вільний доступ до них з території, не зайнятої сільськогосподарськими угіддями.

### ***§ 3.2 Види інженерних вишукувань для будівництва***

Вишукування, як і проектування, поділяються на стадії. Між стадіями вишукувань і проектування існує найтісніший зв'язок: кожна стадія вишукувань повинна забезпечувати матеріалами відповідну стадію проектування. У зв'язку з цим у проекті виконання дослідних робіт розрізняють: вишукування для ТЕО, вишукування на стадії технічного проекту, вишукування на стадії робочого проектування.

Вишукування поділяють на **економічні** та **інженерні**. При економічних вишукуваннях, що передують інженерним, проводять збір, систематизацію та обробку матеріалів і відомостей економічного характеру, виконують узгодження по відведенню земель під будівництво, оцінку споруд та угідь які зносяться, що підпадають під проєктовану споруду. Економічні дослідження визначають економічну доцільність зведення споруди в даному районі з урахуванням забезпеченості його сировиною, будматеріалами, транспортом, робочою силою, споживачами продукції та ін.

При проєктуванні об'єктів транспорту економічні вишукування дають можливість визначити, вигідний вид транспорту (автомобільний, залізничний, водний), встановити найбільш раціональне проходження траси на місцевості, об'єми вантажних і пасажирських перевезень, визначити основні параметри споруд.

Економічні вишукування при проєктуванні міст ведуться в меншому обсязі, тому що відпадає потреба в зборі інформації про сировинну базу і споживачів продукції. Економічні вишукування на таких об'єктах повинні визначити чисельність населення і перспективи його росту, ступінь зайнятості, ступінь забезпеченості населення житловою площею, установити ступінь і перспективи розвитку промисловості, транспорту, мережі культурно-побутових підприємств; наявність вільних територій для зведення будинків та ін.

Основний склад робіт при економічних вишукуваннях — це обстеження і збір матеріалів на район будівництва, обробка, систематизація та аналіз зібраних матеріалів. Детальний перелік інформації, що збирається, залежить від типу проєктованої споруди, і в одних випадках (на автомобільних дорогах і залізницях) він зводиться до одержання даних про перспективні об'єми вантажних і пасажирських перевезень, в інших — до збору інформації про



існуючі промислові підприємства і їхню продукцію, можливість господарського і технологічного зв'язку з ними, енергопостачання, сировинні ресурси району, шляхи сполучення, умови майбутнього будівництва і підготовки до нього.

Склад економічних вишукувань при будівництві основних видів інженерних споруд встановлюється спеціальними інструкціями.

**Інженерні вишукування** проводять для вивчення природних умов території майбутнього будівництва.

До основних видів інженерних вишукувань відносять інженерно-геодезичні, інженерно-геологічні та інженерно-гідрометеорологічні.

У процесі **інженерно-геодезичних вишукувань** підлягають вивченню та зніманню ситуація і рельєф на території передбачуваного будівництва (майданчика або траси). Інженерно-геодезичні вишукування дозволяють одержати інформацію про рельєф і ситуацію місцевості і є основою не тільки для проектування, але й для проведення інших видів вишукувань та обстежень. У процесі інженерно-геодезичних вишукувань виконують роботи по створенню геодезичних мереж і топографічного знімання в різних масштабах на ділянці будівництва; трасування лінійних споруд, геодезичну прив'язку геологічних виробок, гідрологічних створів, точок геофізичної розвідки та багато інших робіт.

**Інженерно-геологічні та гідрологічні вишукування** дають можливість одержати відомості про геологічну будову місцевості, фізико-геологічні явища, міцність ґрунтів, склад і характер підземних вод та ін. Ці відомості дозволяють зробити правильну оцінку умов будівництва споруди.

У процесі інженерно-геологічних вишукувань підлягають вивченню ґрунти основи, підземні води, фізико-геологічні процеси і форми їх прояву. Одночасно можуть вирішуватися питання використання місцевого будівельного матеріалу.

У процесі інженерно-гідрологічних вишукувань підлягають вивченню клімат і поверхневі води. Гідрологічні вишукування дають відомості про водний режим річок і водойм, основні характеристики клімату району. У процесі гідрологічних вишукувань визначають характер зміни рівнів, ухили, вивчають напрямки і швидкості течії, обчислюють витрати води, роблять проміри глибин, ведуть облік наносів та ін.

В залежності від виду споруди значимість окремих видів вишукувань може бути різною. Так, при проектуванні ЛЕП основними є інженерно-геодезичні вишукування. При проектуванні високих, масивних або унікальних споруд і будівель основними є інженерно-геологічні вишукування. Деякі види інженерно-геодезичних вишукувань можуть бути направлені на вирішення інженерно-геологічних задач, наприклад, при вивченні геодезичними методами і засобами мікрозміщень порід основи на різних горизонтах. При проектуванні портових споруд, а іноді і деяких хімічних заводів, основними і вирішальними можуть бути інженерно-гідрологічні вишукування. Для деяких об'єктів, наприклад, великих гідротехнічних споруд, основні види вишукувань однаково важливі.

При проектуванні споруд в обов'язковому порядку проводять і інші види вишукувань. Так, при проектуванні магістральних каналів і меліоративних систем проводять **геоботанічні і ґрунтові вишукування**. Останні служать для виявлення ділянок заражених ґрунтів, солончаків та ін. При лісовпорядних роботах проводять **лісотехнічні вишукування**. До самостійного виду відносять **вишукування джерел водопостачання**.

Більшість природних процесів на території, що вивчаються взаємопов'язані, тому дослідження проводять комплексно. **Комплексні вишукування** дозволяють розробити технічно обґрунтовані та економічно доцільні проекти будівництва.

Виділяють вишукування лінійних і площинних споруд. **Лінійні інженерні вишукування** виконують при проектуванні і

будівництві залізниць і автомобільних доріг, каналів, трубопроводів, ліній електропередач (ЛЕП), ліній електров'язку.

Вишукування трас магістральних і під'їзних залізниць і автомобільних доріг відрізняються найбільшою складністю в порівнянні з вишукуваннями інших видів лінійних споруд.

При **вишукуваннях площинних споруд**, таких як, промислові підприємства, селитебні території, греблі та інші споруди на цих же територіях нерідко доводиться проводити лінійні вишукування з виносом в натуру невеликих трас лінійних споруд (внутрішньозаводських, селищних та під'їзних автомобільних доріг і залізниць, трубопроводів, ЛЕП та ін.).

Сьогоднішній рівень технологій, в першу чергу широке **впровадження геоінформаційних технологій (ГІСТ)** призвів до поєднання та взаємного проникнення різних видів інженерно-технічних вишукувань (геодезичних, геологічних, гідрологічних, метеорологічних, кліматичних, гідрографічних та ін.), що в свою чергу призвело до розроблення сучасних методів інженерно-геодезичних вишукувань. Так, на сучасному етапі в теорії інженерних вишукувань широко використовують знання з теорії інформації, теорії інформаційних потоків та інформаційних систем, при цьому роль інженерно-геодезичних вишукувань значно зросла.

Сьогодні при виконанні вишукувань широко застосовуються ГІСТ, які базуються на останніх досягненнях науки і техніки в області інформатики та баз даних, навігації, дистанційного зондування Землі, Web-технологій та ін.

Створена база даних про об'єкт на стадії проектування використовується для автоматизованого прийняття рішень про об'єм та порядок виконання інженерних вишукувань. Одночасно така база даних широко використовується для аналізу, прогнозування і прийняття широкого кола рішень щодо вишукування, картографування території, проектування,

будівництва і експлуатації інженерних споруд, розв'язання широкого кола завдань в інших сферах виробничої діяльності.

Функціональні блоки сучасних ГІС включають систему управління, технологічні автоматизовані інформаційні системи; картографічні, кадастрові та фотограмметричні системи; системи баз даних та моделювання, систему прийняття проектних рішень, прикладні системи в транспорті, навігації, геології, економіці та ін. При цьому вони в значній мірі вирішують задачі картографування територій, інженерних вишукувань та проектування.

**Сучасні геодезичні технології** побудовані на широкому використанні **цифрових та електронних карт**, які надають можливість оперативного оновлення цифрових топографічних карт, проведення аналізу та відслідковування динаміки змін різних параметрів, створення необхідних карт і планів за тематикою, масштабом, ступенем деталізації, можливостями трьохмірної візуалізації цифрових моделей, прийняття експертних рішень в режимі реального часу та ін. Все це створює широкі можливості автоматизації робіт при інженерних вишукуваннях та проектуванні інженерних споруд.

Впровадження **систем автоматизованого проектування (САПР)** дозволило підвищити якість проектування, знизити вартість та скоротити терміни виконання проектних робіт. Використання САПР дозволяє визначити оптимальне розміщення інженерних споруд, отримати поздовжні та поперечні профілі, інженерно-геологічні розрізи, гідрологічні характеристики для проектування водопропускних споруд, поверхневого відводу, розподілу земляних мас, розв'язання завдань горизонтального і вертикального планування, моделювання конструкцій споруд, автомобільних розв'язок та ін.

Подальший прогрес проектно-вишукувальних робіт лежить на шляху прийняття проектних рішень, їх оцінки з **використанням цифрових і математичних моделей** місцевості.

Значно скоротити та здешевити процес будь-яких інженерних вишукувань дозволили **методи дистанційного зондування Землі**. Використання даних космічного знімання у видимому діапазоні спектру дозволяє оперативно створювати та оновлювати цифрові топографічні карти до масштабів 1:5000 - 1:2000 включно. Дані багатоспектрального космічного знімання дозволяють вирішувати задачі інженерно-геологічних, гідрологічних, геоботанічних та ґрунтових вишукувань. **Методи повітряного лазерного сканування та космічного радіолокаційного знімання** дозволяють створювати цифрові моделі місцевості та рельєфу. Окрім цього, методи дистанційного зондування найкращим чином підходять до вирішення задач моніторингу великих за розміром територій. В інженерній практиці при вишукуванні незначних за розміром територій все більше знаходять застосування технології малої авіації, зокрема безпілотних літальних апаратів.

### **§ 3.3 Інженерно-геодезичні вишукування**

#### **3.3.1 Склад інженерно-геодезичних вишукувань. Призначення топографічних планів**

**Інженерно-геодезичні вишукування** виконують для визначення просторово-геометричних характеристик умов, що впливають на проектування, будівництво і експлуатацію інженерних споруд. При вишукуваннях з'ясовуються топографічні умови до зведення споруд, у процесі їх будівництва і експлуатації, визначають просторово-геометричні характеристики геологічних, гідрологічних та інших умов на різних етапах будівництва і експлуатації споруди, визначається місце розташування споруд.

Інженерно-геодезичні вишукування тісно зв'язані з іншими видами інженерно-геодезичних робіт, наприклад, інженерно-геодезичним проектуванням, що охоплює велике коло геодезичних задач при вертикальному плануванні району будівництва, проектуванні споруд і перенесенні проекта в натуру.

Інженерно-геодезичні вишукування повинні забезпечити вивчення топографічних умов конкретного району і отримання матеріалів переважно у вигляді великомасштабних цифрових топографічних планів, необхідних для проектування.

До складу інженерно-геодезичних вишукувань входять:

- збір та аналіз наявних матеріалів топографо-геодезичної вивченості району;
- побудова геодезичної мережі, що відповідає точності Державної геодезичної мережі 2 та 3 класів, мережі згущення 1 і 2 розрядів і нівелірної мережі II, III і IV класів;
- створення планово-висотної знімальної геодезичної основи;
- топографічне знімання або оновлення цифрових топографічних планів.

Для різних стадій проектування інженерних споруд топографічні та інші умови вивчають з різним ступенем повноти, детальності і точності. Тому картографування району вишукувань здійснюється в різних масштабах. **На перших стадіях проектування**, коли істотне значення має зіставлення варіантів розміщення споруд, воно виконується на великій площі, але в дрібному масштабі. **На наступних стадіях проектування**, коли число варіантів зменшується, картографування ведеться в більш великих масштабах, але на меншій площі. **Для робочого проектування** виконується великомасштабне топографічне знімання невеликих ділянок, на яких розміщуються запроектовані споруди. У результаті створюються дослідницькі плани, що відрізняються від звичайних топографічних планів тим, що являються топографічною основою лише на період проектування споруд. Після завершення будівництва топографічні умови настільки змінюються, що потрібне нове **виконавче топографічне знімання**. Отже, термін служби дослідницьких планів, отриманих у результаті великомасштабного інженерно-топографічного знімання для робочого проектування, невеликий.

У період вишукувань складають також топографічні карти і плани, розраховані на більш тривалий термін використання, наприклад, інвентаризаційні, кадастрові, виконавчі та ін.

В залежності від характеру і призначення інженерних споруд, стадії проектування, густоти інженерних комунікацій, характеру забудови місцевості, природних умов і характеристики рельєфу при інженерно-геодезичних вишукуваннях встановлюють масштаби знімання і висоти перерізу рельєфу, згідно з табл. 3.1.

*Таблиця 3.1*

**Масштаби знімання і висоти перерізу рельєфу для різних типів інженерно-геодезичних вишукувань**

Характеристика рельєфу і максимальні домінуючі кути нахилу	Масштаб планів і карт			
	1:500 – 1:1000	1:2000	1:5000	1:10 000
Рівнинний з кутами нахилу до 2°	0,5	0,5(1,0)	1,0(0,5)	1,0(2,0)
Горбистий з кутами нахилу до 4°	0,5	0,5(1,0)	2,0(1,0)	2,0(2,5)
Пересічений з кутами нахилу до 6°	0,5; 1,0	2,0(1,0)	2,0(5,0)	5,0(2,5)
Гірський и передгірний з кутами нахилу більше 6°	1,0	2,0	2,0*5,0	5,0

У дужках вказані висоти перерізу рельєфу, що допускаються в особливих умовах, обумовлені в проектах (програмах). В окремих випадках на ділянках підприємств, вулиць та перехресть, міст і з густою мережею підземних комунікацій (наприклад, при проектуванні ліній метрополітенів) застосовують плани масштабу 1: 200 з висотою перерізу рельєфу 0,5 - 0,25 м.

Найчастіше при інженерно-геодезичних вишукуваннях використовують плани масштабу 1: 5000 з перерізом рельєфу 1 м, плани масштабів 1: 2000, 1: 1000, 1: 500, з перерізом рельєфу 0,5 м. В деяких випадках, обумовлених у програмі вишукувань, при зніманні в масштабах 1: 5000 - 1: 500 допускається висота перерізу рельєфу 0,25 м.

У процесі інженерно-геодезичних вишукувань може виконуватися оновлення топографічних планів. Однак на територіях, де загальна зміна ситуації і рельєфу складає більше 35%, знімання виконується заново.

**Топографічні плани масштабу 1: 10 000** призначаються для: розробки проектів загального компонування і планування міст і селищ, вибору трас доріг, трубопроводів, ЛЕП та ін.; розробки проектів лісової меліорації; вибору території будівництва гідротехнічних споруд.

**Топографічні плани масштабу 1: 5000** призначаються для: розробки генеральних планів і проектів будівництва великих і середніх міст, великих промислових районів, складних транспортних розв'язок, розроблення проектів гірничодобувних підприємств, узагальнених генеральних планів морських портів, детальної розвідки корисних копалин; розробки проектів зрошення і осушення на ділянках більше 15 км<sup>2</sup>, будівництва гідровузлів на малих рівнинних і гірських річках та ін.

**Топографічні плани масштабу 1: 2000** призначаються для: розробки генеральних планів та проектів (робочих проектів) будівництва малих міст, селищ міського типу і сільських населених пунктів, включаючи плани червоних ліній, схеми вертикального планування та розміщення інженерних мереж; складання проектів планування міських промислових районів; розробки проектів і генеральних планів морських портів і окремих гідротехнічних споруд.

**Топографічні плани масштабу 1:1000** призначаються для: розробки проектів (робочих проектів) і робочої документації



забудови на незабудованій території і території з одноповерховою забудовою; розробки проектів (робочих проектів) вертикального планування і озеленення територій; розробки робочої документації гідротехнічних споруд та ін.

**Топографічні плани масштабу 1:500** призначаються для: розробки робочих проектів або робочої документації багатоповерхової капітальної забудови з густою мережею підземних комунікацій, промислових підприємств, окремих будівель, споруд, вулиць, площ суміщених підземних мереж; розробки робочих проектів або робочої документації окремих гідротехнічних споруд, будівель ГЕС, порталів тунелів та ін.

Масштаб 1: 500 прийнято називати основним будівельним масштабом. На топографічних планах зображують всі об'єкти та контури місцевості, елементи рельєфу, передбачені умовними знаками.

Допустимі відхилення в положенні на плані об'єктів і контурів місцевості з чіткими межами відносно найближчих точок знімальної основи не повинні перевищувати 0,5 мм, а в гірських та заліснених районах - 0,7 мм. На територіях з капітальною і багатоповерховою забудовою допустимі відхилення у взаємному положенні на плані точок найближчих контурів (капітальних будівель, споруд і т. п.) не повинні перевищувати 0,4 мм.

Середні квадратичні похибки знімання рельєфу відносно найближчих точок геодезичної основи не повинні перевищувати за висотою:

$\frac{1}{4} h$  ( $h$  – прийнята висота перерізу рельєфу) при кутах нахилу до  $2^\circ$ ;

$\frac{1}{3} h$  при кутах нахилу  $2 - 6^\circ$  для планів масштабів 1 : 5000, 1 : 2000;

$\frac{1}{3} h$  при кутах нахилу  $2 - 10^\circ$  для планів масштабів 1 : 1000, 1 : 500;

$\frac{1}{3} h$  при  $h = 0,5$  м на планах масштабів 1 : 5000 та 1 : 2000.

На заліснених ділянках місцевості зазначені допуски можуть бути збільшені в 1,5 рази.

При інженерно-геодезичних вишукуваннях, для вирішення окремих завдань проектування будівництва, реконструкції та благоустрою можуть створюватися **спеціалізовані топографічні плани**. Роботи зі створення таких планів проводяться з дотриманням вимог спеціальних відомчих інструкцій. При створенні таких планів допускається знімання і відображення на плані не всієї ситуації, застосування нестандартних перерізів рельєфу, зниження або, навпаки, підвищення вимог до точності відображення контурів або рельєфу місцевості.

За вимогами проектувальників на планах промислових підприємств можуть бути зазначені планові координати кутів капітальних будинків, центрів ємностей, планові координати та висотні позначки осей автомобільних доріг, основних елементів залізниць та ін. Вимоги до точності визначення координат і висот таких точок місцевості можуть бути підвищені. Їх спеціально вказують у програмі вишукувань.

У процесі інженерних вишукувань складають **генеральний план** - великомасштабний топографічний план, на якому зображують весь комплекс наземних, надземних і підземних споруд.

Розрізняють **проектний генеральний план**, на якому показують запроектовані постійні споруди, координати головних осьових точок, і **виконавчий генеральний план**, що складається в результаті виконавчого знімання постійних і тимчасових споруд.

Виконавчі генеральні плани поділяють на **поточні**, або оперативні, що складаються в процесі будівництва і відображають весь його хід, і **остаточні**, що складаються після завершення будівництва і використовуються при експлуатації, ремонті і реконструкції будинків і споруд. Поточний виконавчий генплан складається в масштабах 1:500-1:2000 в умовній системі координат на підставі виконавчих розмічувальних креслень і знімання

місцевості. Цей план використовується для ведення чергового плану будівництва, на якому показують всі постійні і тимчасові будинки і споруди, стан будівельних робіт на визначену дату.

**Остаточний виконавчий генеральний план** – це комплект виконавчих планів, що складаються у великих масштабах на геодезичній основі. До такого комплекту входить загальний (зведений) виконавчий генеральний план у масштабі 1:500—1:5000, виконавчі плани окремих споруд і складних вузлів у масштабах 1:50—1:500, спеціалізовані виконавчі генеральні плани комунікацій у масштабах 1:1000—1:2000.

На проектному генплані контури будинків наносять по осях стін, а інженерні мережі — по поздовжніх осях. На виконавчому генплані показують дійсні площі, зайняті будинками і спорудами, всі виступи, вимощення, кювети та ін.

**Робочі проектні генеральні плани** для окремих споруд складаються в масштабах 1:100—1:500, а на будівельні майданчики в масштабах 1:500—1:1000. Вони є основним документом для перенесення проекту в натуру.

Особливим видом є **будівельний генеральний план** (будгенплан), на якому, окрім постійних, вказуються також проект розміщення тимчасових і підсобних підприємств і споруд, необхідних для успішного будівництва основних об'єктів. Він створюється в тісному зв'язку з проектним генеральним планом. Тимчасові споруди і підсобні споруди розташовують так, щоб вони не заважали зведенню постійних об'єктів.

При двостадійному проектуванні на стадії технічного проекту розробляють **проектний і будівельний генплани**. Будгенплан є складовою частиною ПОБ. На основі технічного проекту генерального плану складається робочий проект генерального плану. Для міст окрім детальних проектів генерального плану складають зведений проектний генеральний план. На основі робочих креслень будівельна організація складає ПВБР для

підготовчого й основного періодів зведення будинків і споруд. До складу його включається **робочий будгенплан**. Створюється він для різних етапів будівництва, наприклад, будівництва підземної частини будинку, монтажу наземних конструкцій та ін.

При одностадійному проектуванні технічний проект поєднується з робочими кресленнями і складається техніко-робочий будівельний генеральний план.

### **3.3.2 Загальні принципи створення планово-висотної основи для інженерно-геодезичних вишукувань**

Виконання топографічного знімання базується на пунктах геодезичних мереж. Густота розташування пунктів геодезичних мереж і необхідна точність визначення їхнього взаємного положення залежать від масштабу і методу знімання. Однак геодезична мережа необхідна також для привязочних робіт, виконання спеціального знімання, трасування споруд, їхнього розмічування, контрольних-монтажних вимірів і виконання різних спостережень у процесі зведення і експлуатації інженерних споруд. Тому геодезична мережа створюється по єдиному перспективному плану, окремо від знімальних робіт.

Мережі, які є основою для великомасштабного знімання конкретних ділянок місцевості в процесі вишукувань, в більшості випадків прив'язують до Державних геодезичних мереж більш високих класів. Окремі мережі, наприклад, заводських територій, можуть бути вільними. Вибір видів геодезичних мереж для побудови на місцевості залежить від площі території знімання.

Для виконання знімальних робіт, крім використання пунктів планових державних геодезичних мереж 1, 2, 3 і 4 класів, а також висотних мереж нівелювання I, II, III і IV класів, виконують згущення державної геодезичної мережі, розвиваючи геодезичні мережі згущення місцевого значення 1-го і 2-го розрядів, а також знімальну основу.

Планова опорна Державна геодезична мережа, а також геодезичні мережі згущення місцевого значення 1-го і 2-го розрядів, використовуються для знімання територій, площа яких перевищує 5 км<sup>2</sup>. Для знімання територій, що мають площу від 2,5 до 5 км<sup>2</sup>, плановою знімальною основою служать геодезичні мережі згущення 1-го і 2-го розрядів, а площею від 1 до 2,5 км<sup>2</sup> обмежуються створенням геодезичних мереж згущення 2-го розряду. При зніманні територій площею менш 1 км<sup>2</sup> плановою основою є теодолітно-висотні ходи.

В більшості випадків знімальну основу створюють за допомогою GNSS-обладнання і при необхідності, з подальшою прив'язкою її до Державної геодезичної мережі. При використанні електронних тахеометрів у комплекті з GNSS-обладнанням (технологія Total Station) основу створюють безпосередньо під час знімання. При цьому використовують пару GNSS-приймачів, один з яких встановлюють на пункті з відомими координатами, а інший разом з електронним тахеометром переміщують по району знімання, одночасно визначаючи координати тахеометра відносно нерухомого GNSS-приймача.

У висотному відношенні для територій площею понад 10 км<sup>2</sup> будуються мережі нівелювання II, III і IV класів. Для територій площею від 1 до 10 км<sup>2</sup> — IV класу і менш 1 км<sup>2</sup> висотною основою знімання є ходи технічного нівелювання. У районах меліоративного будівництва необхідно мати 1-2 репера на 4 км<sup>2</sup>.

Застосування GNSS-технологій дозволяє визначати висоти точок з точністю, яка в більшості випадків задовольняє вимогам до точності великомасштабного знімання. При визначенні висот точок в єдиній державній системі висот, обов'язковою умовою точного визначення висот за допомогою GNSS-технологій є використання якісної моделі квазігеоїда або геоїда, в залежності від прийнятої в Україні системи відліку висот.

Крім побудови і згущення державної геодезичної мережі і геодезичних мереж місцевого значення створюють **спеціальні**

геодезичні мережі, конструкція і точність яких залежать від характеру інженерних задач. До них відносяться спеціальні геодезичні мережі, наприклад, будівельні, будівельно-монтажні і монтажні базиси і сітки, просторові інженерно-геодезичні мережі.

При проектуванні мереж розрахунок точності виконують для елементів мережі, які використовуються для мереж більш низького ступеня основи в якості вихідних даних.

Похибку у взаємному положенні  $m_{\text{вп}}$  суміжних пунктів в слабкому місці мережі можна наближено оцінити за формулою:

$$m_{\text{вп}}^2 = m_s^2 + \frac{m_a^2}{\rho^2} \cdot S^2,$$

де  $m_s$ - похибка вимірювання довжини  $S$  слабкої сторони;  $m_a$ - похибка передачі дирекційного кута від вихідної сторони до слабкої.

У суцільних мережах триангуляцій розрахунок точності проводять параметричним способом. За звичайною схемою на ЕОМ знаходять величину зворотної ваги  $1/\rho$  досліджуваного елемента мережі. Далі, знаючи  $m_\beta$  для досліджуваної мережі, визначають:

$$m_{x,y} = m_\beta \sqrt{\frac{1}{\rho_x} + \frac{1}{\rho_y}},$$

де  $m_\beta$  - середня квадратична похибка вимірювання кутів.

Розрахунок точності запроектованих мереж полігонометрії, що є основою великомаштабного знімання інженерних об'єктів, виконується тільки строгим методом.

Сучасні геодезичні технології дозволяють створювати знімальну основу безпосередньо прокладанням полігонометричних

ходів від пунктів Державної геодезичної мережі без збереження всіх класів або розрядів побудови геодезичної основи. При великомасштабному топографічному зніманні головною умовою є забезпечення величини допустимого відхилення в положенні точок планової знімальної основи відносно найближчих пунктів Державної геодезичної мережі: у відкритих районах не більше 0,1 мм в масштабах плану і 0,15 мм у лісних районах. При перевищенні допустимих значень в найслабшому місці знімальної основи додатково визначають координати точок за допомогою GNSS-спостережень.

Висотною основою знімання території при інженерно-геодезичних вишукуваннях служать мережі нівелювання IV класу, що спираються на репери нівелювання вищих класів.

В якості знімальної висотної основи служать ходи технічного нівелювання. При використанні електронних тахеометрів висотну основу створюють методом тригонометричного нівелювання. Середні квадратичні похибки висот точок знімальної основи відносно найближчих реперів (марок) опорних геодезичних мереж не повинні перевищувати в рівнинних районах 1/10, а в гірських та передгірних районах - 1/5 висоти перерізу рельєфу.

Точки знімальної геодезичної основи закріплюють, в основному, тимчасовими знаками (металевими штирями і трубками, дерев'яними стовпами, цвяхами). Якщо знімальна геодезична основа є самостійною, п'яту частину точок мережі закріплюють постійними знаками за типом ґрунтового полігонометричного центру 1 і 2 розрядів або стінного репера.

### **3.3.3 Види та методи великомасштабного топографічного знімання**

Топографічні знімання поділяють на основні і спеціалізовані. Основні знімання виконуються відповідно до вимог Інструкції з топографічного знімання у масштабах 1:5000 – 1:500. ГКНТА-2.04-

02-98. Спеціалізовані знімання, у тому числі для різних видів будівництва виконуються відповідно до відомчих інструкцій і настанов. Особливістю спеціалізованих знімань є специфічні вимоги, щодо точності, повноти і детальності зображення предметів місцевості і рельєфу при даному виді вишукувань або будівництва.

Найважливішою особливістю інженерно-топографічних знімань є аналітичне координування ряду точок споруд і будинків, центрів колодязів підземних комунікацій, вершин поворотів і примикань шляхів сполучення та інших предметів і контурів місцевості.



**Рис. 3.1. Види великомасштабних топографічних знімань**

Вибір методу топографічного знімання обумовлений техніко-економічними умовами, що враховують велику кількість факторів: заданий термін завершення окремих видів інженерних вишукувань, масштаб карти і переріз рельєфу, характер



місцевості, кліматичні, транспортні та інші умови, технічне устаткування, наявність фахівців. У першу чергу прагнуть виконати аерофотознімання або скористатися матеріалами космічного фотознімання, що дозволяє почати інженерні вишукування відразу після отримання цифрових фотознімків. Ці матеріали найбільш зручні не тільки при вивченні топографічних умов, але й у процесі виконання інших видів дослідницьких робіт.

Сучасні наукові дослідження в сфері фотограмметрії та дистанційного зондування, зокрема в галузі картографування та моніторингу локальних об'єктів, скеровані на розробку нових ефективних методів аерофотознімання з використанням сучасних цифрових технологій фотограмметричної обробки аерофотоматеріалів. Спеціалізовані плани можуть видаватися у вигляді цифрових моделей місцевості (ЦММ) і ортофотопланів.

ЦММ отримують і в результаті польових знімальних робіт електронними тахеометрами та наземними лазерними сканерами. При створенні ортофотопланів використовують матеріали цифрового аерофотознімання та повітряного лазерного сканування.

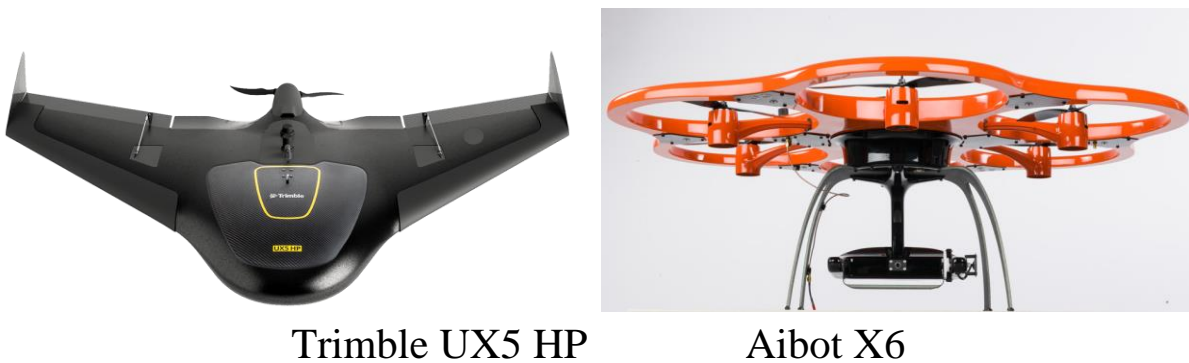
Для масштабів 1: 5000 і 1:2000 наземні методи знімання застосовуються тоді, коли з економічних і технічних умов недоцільно застосовувати аерофотознімання. Великомасштабне аерофотознімання, засноване на використанні цифрових фотограмметричних станцій (ЦФС).

Традиційні методи аерофотознімання (АФЗ) територій, які проводились із застосуванням літаків в сучасних умовах виявились малорентабельними і не ефективними.

Великомасштабне знімання локальних об'єктів таких як кар'єри, техногенні родовища, населені пункти, лінійні об'єкти потребують високої оперативності виконання робіт і одночасного забезпечення низької вартості виконання робіт. Для деяких об'єктів проведення двох і більше разів АФЗ на місяць унеможлиблює використання важких та середніх літаків, для яких

крім стаціонарних аеродромів необхідно узгодити та отримати відповідні дозволи на проведення аерофотознімальних робіт. Планове проведення АФЗ не завжди збігається з технічним завданням та програмою проведення робіт.

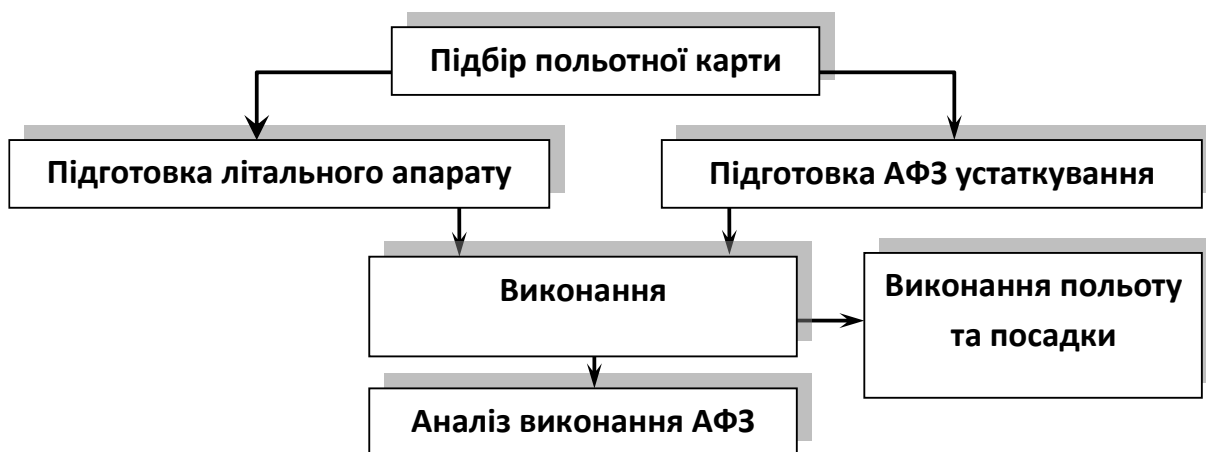
В такому випадку перспективним є виконання АФЗ з використанням безпілотних літальних апаратів (БПЛА), що значно скорочує витрати на аерофотознімальні роботи та забезпечує мобільність (рис. 3.2).



**Рис. 3.2. БПЛА для вирішення завдань картографування**

Необхідно зазначити, що використанням БПЛА не потребує стаціонарного аеродрому та високопрофесійного обслуговуючого персоналу. Таким чином техніко-економічні витрати, організація та термін виконання робіт є головною перевагою використання БПЛА.

Технологічну схему виконання аерофотознімання з легких літальних апаратів можна представити наступним чином.



**Рис. 3.3 Технологічна схема АФЗ з використанням БПЛА**

Загальна технологія робіт при виконанні вишукувань локальних об'єктів за даними АФЗ з легких літальних апаратів наведена в табл. 3.2.

Таблиця 3.2

**Технологія аерофотознімальних робіт при вишукуванні локальних об'єктів**

<b>Технологія виконання робіт</b>	
<b>Підготовчі роботи</b>	Обстеження пунктів геодезичної основи. Закладення пунктів знімальної основи. Маркування розпізнавальних знаків.
<b>Аерофотознімальні роботи</b>	Масштаб фотографування 1:1 000 - 1:4000 Висоти Н 100м – 1000 м. Польовий контроль якості аерофотознімання.
<b>Польові геодезичні роботи</b>	GNSS-прив'язка аерознімків - суцільна або розріджена. Польове дешифрування аерознімків
<b>Камеральні роботи</b>	Фотограмметричне згущення Створення або оновлення топографічного плану

При зніманні з малих висот пора року проведення АФЗ практично не має особливого значення окрім значного снігового покриву.

Технологію аерокосмічного фотознімання забудованих територій вибирають у залежності від масштабу знімання, характеру рельєфу і характеру забудови. При зніманні у масштабах 1:5000 і 1:2000, а також у масштабах 1:1000 і 1:500 і у випадку малоповерхової забудови контури та рельєф одержують за цифровими знімками на цифрових фотограмметричних станціях.

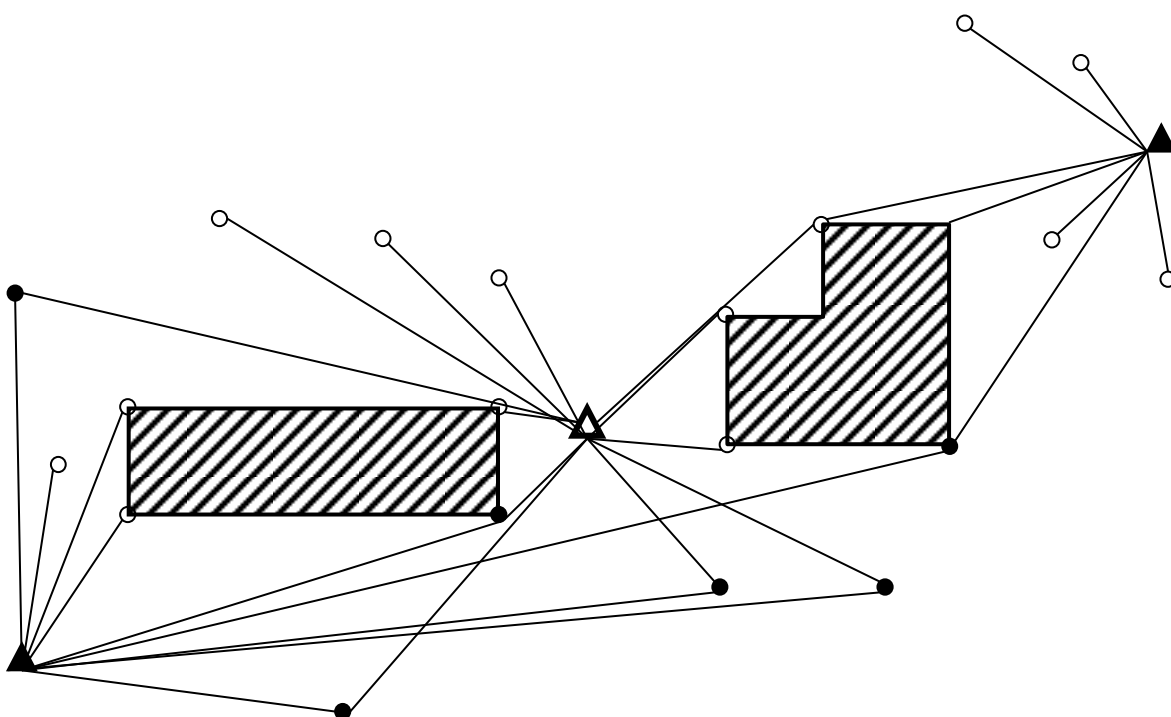
При щільній багатоповерховій забудові та у гірських районах контури одержують за допомогою ЦФС, а рельєф — за

допомогою тахеометричного знімання та наземного лазерного сканування.

Тахеометричне знімання застосовують на забудованих територіях, невеликих ділянках місцевості, зніманні уздовж трас лінійних споруд, і несприятливих умовах, а також у комбінації з іншими видами знімання. Головна перевага полягає у швидкості знімання одним вимірювальним приладом – електронним тахеометром.

Знімальною основою при тахеометричному зніманні є точки опорних мереж, що прокладаються одночасно із зніманням методами полігонометрії або GNSS-спостережень.

Найбільш зручним і продуктивним методом тахеометричного знімання є блочна електронна тахеометрія (рис. 3.4).



- ▲ Станція знімання електронний тахеометр та GNSS-приймач
- △ Перехідна станція знімання електронний тахеометр
- Зв'язуючий пікет
- Пікет

*Рис. 3.4* Схема блочної електронної тахеометрії

Сполучення тахеометрів з GNSS-приймачем дозволяє виконувати знімання без використання контрольних точок та прокладання ходів, економити час та значно підвищувати продуктивність праці.

Фототахеометричне знімання та наземне лазерне сканування одержали широке поширення при зніманні окремих районів міст і промислових об'єктів, фасадів будинків, кар'єрів, відкритих гірських районів, при спостереженнях за деформаціями споруд та ін.

Сутність фототахеометричного знімання полягає в тому, що топографічний план одержують за допомогою спеціальних приладів — фото тахеометрів (рис. 3.5). Подальшу обробку знімків і одержання просторових координат точок об'єкта отримують на ЦФС. З використанням сучасного програмного забезпечення з'являється можливість об'єднати систему отримання зображень в польових умовах з високоточним зніманням у режимі реального часу. Використання фототахеометрів створює високопродуктивні технології виконання робіт, дає змогу отримувати результати в автоматичному режимі та спрощує польові роботи.



**Рис. 3.5. Наземні лазерні сканери з функцією фотознімання: з вбудованою камерою Leica C10; з метричною фотокамерою Riegl VZ-400**

Перевагами фототахеометричного знімання перед іншими способами є можливість одночасного визначення координат

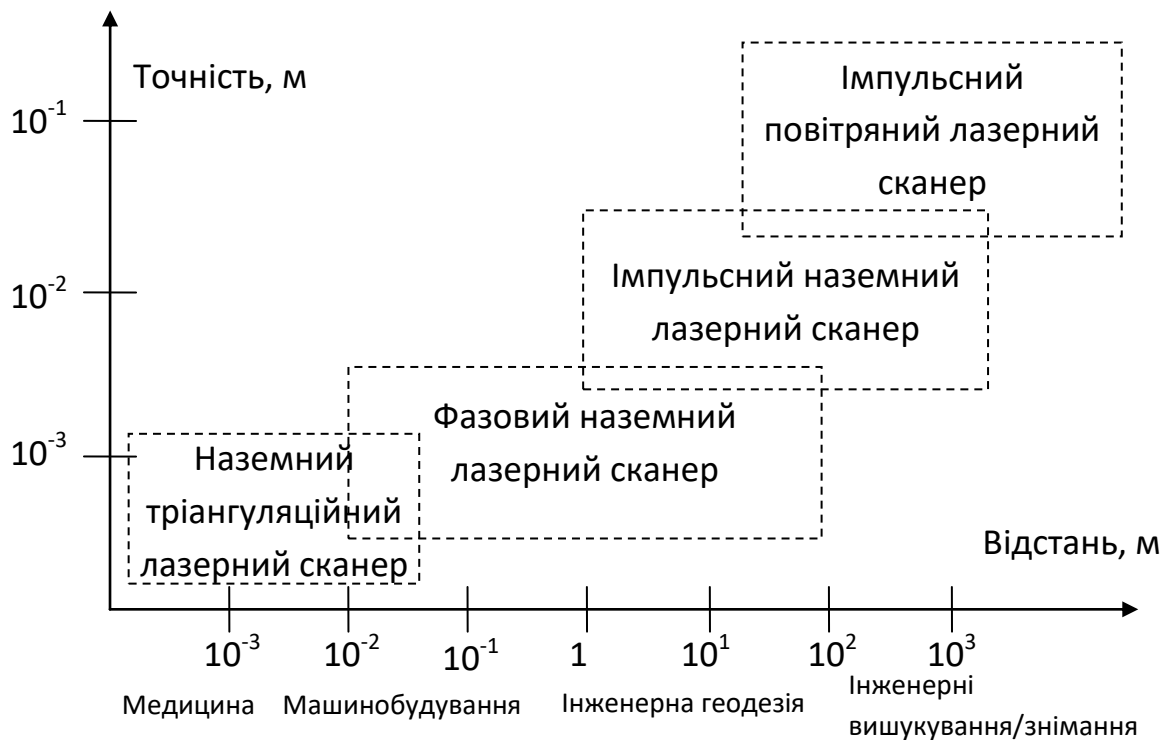
значної кількості точок, а також точок, недоступних для безпосереднього вимірювання, визначення зсувів точок на спорудах в один фізичний момент, зменшення обсягу польових робіт, зниження вартості геодезичних робіт і та ін. Недоліками цього способу є порівняно складна обробка результатів на ЦФС, відносно висока вартість устаткування, наявність «мертвих зон».

Застосування наземних лазерних сканерів створює нові можливості у підвищенні ефективності технологій виконання інженерно-геодезичних вишукувань. З'явилась можливість створення трьохвимірних моделей інженерних споруд, заводських, культових та історичних споруд, виконання моделювання проектів приміщень, виконання топографічних зніманих місцевості, побудови профілів та перерізів інженерних і топографічних об'єктів, підземних споруд, створення проектів інженерних споруд, при архітектурних обмірах пам'ятників архітектури, проведенні виконавчих зніманих при зведенні споруд та ін.

Наземні лазерні сканери можна класифікувати за точністю вимірювання відстаней і відповідними сферами можливого застосування. Наведена на рис. 3.6 класифікація сучасних лазерних сканерів дозволяє зробити висновок про можливості застосування лазерного сканування.

Якщо проаналізувати моделі сканерів, які сьогодні представлені на ринку то фактично всі моделі можна розділити на декілька категорій, в залежності від сфери застосування:

- машинобудування (Mensi SOISIC, Zoller+Fröhlich IMAGER 5006 EX);
- інженерна геодезія (Leica ScanStation C10, Zoller+Fröhlich IMAGER 5006i, Trimble FX, iQvolution Photon 120);
- маркшейдерія (I-Site 4400, Leica HDS4400, Riegl LPM-321);
- архітектура (Leica ScanStation 2, Trimble GS 200, Topcon GLS-1000, Riegl LMS-Z420i);
- знімання (Ortech ILRIS-3D, Riegl LMS-Z390i).



**Рис. 3.6 Класифікація систем лазерного сканування**



а)



б)

**Рис. 3.7 Високоточний наземний лазерний сканер Z+F IMAGER 5006h (а), маркшейдерський наземний лазерний сканер Leica HDS8800 (б)**

На сучасному ринку геодезичної продукції спостерігається стійке підвищення вимог до геопросторових даних. Ці вимоги відрізняються між собою. Однак спостерігається постійне підвищення точності та детальності даних, підвищення швидкості збору інформації та зменшення вартості робіт. В традиційному

варіанті з метою картографування та створення ГІС-проектів дані збираються за допомогою наземних методів або аерофотознімання. Наземні технології є енергоємними і не дуже підходять для швидкого та детального збору даних. З іншого боку при аерозніманні велика відстань від камери до об'єкту не дозволяє відобразити повністю всі його характеристики, а результати дуже залежать від погодних умов. Цей недолік усувається методом збору даних за допомогою GNSS. Однак такий метод є фактично продовженням традиційного наземного знімання, оскільки вимагає безпосереднього визначення кожної точки і таким чином несуттєво знижує вартість робіт та затрати часу на збір даних.

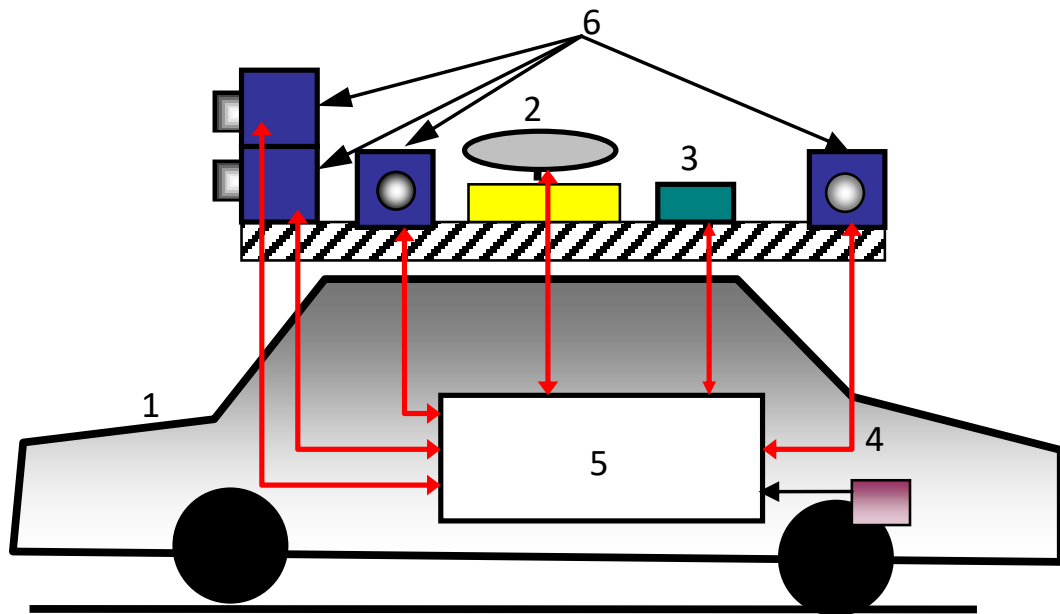
Альтернативою існуючим методам є використання систем, які використовують різні навігаційні технології та технології фотограмметричного знімання. Мобільні картографічні системи (МКС) дозволяють підвищити ефективність збору даних, знизити вартість та час на отримання збору даних, мають можливість одночасного збору просторової та атрибутивної інформації за матеріалами фотознімання.

В порівнянні з аерозніманням, апаратура фотознімання МКС є значно простішою, відстані знімання меншими а функціонувати МКС може в екстремальних погодних умовах. Недоліками МКС є низька точність при великих відстанях знімання. При виконанні інженерних вишукувань технологія мобільного картографування дозволяє забезпечити необхідний рівень точності.

Основними носіями МКС є транспортні засоби (легкові та вантажні автомобілі), саме цим зумовлена сфера застосування МКС для вишукування лінійних об'єктів.

МКС складається з транспортного засобу (1) на даху якого розміщено модуль дистанційного зондування (МДЗ), що містить блок цифрових камер. Модуль геодезичного забезпечення (МГЗ) включає GNSS -приймач (3), інерціальний навігаційний блок (ІНС) (4), диференційний одометр (5), модуль запису даних і міток часу (МЗІ) (6) розміщений в середині транспортного засобу (рис. 3.8).





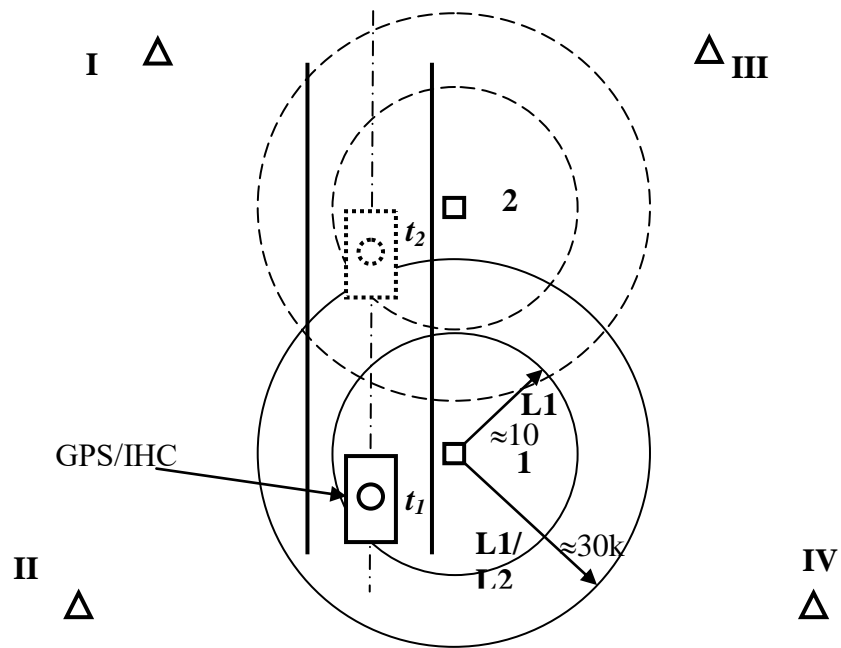
**Рис. 3.8 Структурна схема мобільної картографічної системи**

Модуль геодезичного забезпечення складається у найпростішому варіанті з інтегрованого комплексу GNSS/ІНС. Датчики GNSS та ІНС реєструють інформацію про зміну місцеположення та орієнтування. Для точного визначення місцеположення використовуються два GNSS приймачі, що працюють на двох частотах (рис. 3.9). Перший приймач використовується як базовий і розміщується на опорній точці. Другий має назву мобільного, і розміщується на автомобілі. ІНС датчик реєструє зміну місцеположення і орієнтування МКС.

МЗІ відповідає за періодичний запис даних і міток часу.

Щоб одержати субдециметрову точність в кінематичному режимі, необхідно дотримуватись певних умов. Планування спостережень вимагає аналізу місцезнаходження опорної точки, вибраної для базової станції.

Сучасні МКС являють собою дуже складні вимірювальні комплекси, що містять велику кількість вимірювальної апаратури з різними принципами отримання та представлення інформації. Застосування систем наземного лазерного сканування розширює можливості МКС.



$\Delta$  Пункти існуючої геодезичної мережі

$\square$  Пункти мережі згущення всередині робочої зони

Рис. 3.9 Кінематичне GNSS-знімання лінійного об'єкту



Рис. 3.10 Мобільні лазерні комплекси

Існує декілька варіантів систем мобільного наземного лазерного сканування. Частина з цих систем базуються на мобільних системах, що використовували в якості сенсорів цифрові камери. Тому структурна модель систем мобільного лазерного знімання нагадує модель МКС. Серед найбільш вдалих варіантів систем мобільного лазерного знімання слід визнати: Lynx Mobile Mapping комплекс, що використовує наземний лазерний сканер Ortech, експериментальний комплекс на базі наземного лазерного сканера фірми Rigel VZ-410, мобільний знімальний комплекс StreetMapper фірми 3D Street Mapping, мобільна лазерна система GEOMOBIL, мобільна лазерна система фірми TOPCON, мобільна лазерна система компанії СОВЗОНД (рис. 3.10).

Таким чином, при проведенні інженерних вишукувань використовують знання з фотограмметрії та дистанційного зондування. Виконання інженерних вишукувань з використанням аерокосмічних методів дозволяє перейти на якісно новий рівень представлення матеріалів інженерних вишукувань.

### **3.3.4 Великомасштабне топографічне знімання промислових майданчиків та забудованих територій**

Топографічні знімання територій промислових підприємств виконують при модернізаціях або розширенні, коли виконавчі генеральні плани застаріли. Паралельно на території розширення підприємства проводять великомасштабне знімання (якщо воно раніше не проводилось) та інженерно-геологічні вишукування, що підлягають геодезичному обслуговуванню (розмічуванню і прив'язці свердловин, шурфів та ін.)

Знімання територій промислових підприємств виконують в масштабі 1:500, рідше 1:1000. При оновленні знімання часто виконують методом горизонтального знімання .

При зніманні промислових підприємств виконують наступний комплекс геодезичних робіт.

1. Аналізують топографо-геодезичні матеріали минулих років.

2. Створюють планово-висотну основу, що забезпечує планове і висотне координування різних точок з точністю в масштабі 1:500. Будують мережі полігонометрії 1 і 2 розрядів та згущують їх ходами знімальної основи. На площах підприємств до 2,5 км<sup>2</sup> можна обмежитися тільки мережею теодолітних ходів.

Мережі геометричного нівелювання III і IV класів або тільки IV класу для територій до 2,5 км<sup>2</sup> для забезпечення точності самопливної каналізації. Полігонометричні і теодолітні ходи доцільно прокладати паралельно лініям забудови, що створює умови для отримання при зніманні великої кількості створних точок. Пункти закріплюють ґрунтовими та стінними знаками, точки знімальної основи - металевими штирями, забетонованими або просто вбитими в землю або асфальт. Місця закладки ґрунтових і стінних знаків обов'язково узгоджують зі службами головного енергетика та механіка.

3. Виконують знімання територій способами прямокутних координат, полярних, кутових і лінійних засічок. Визначають координати основних кутів капітальних будинків і споруд (не менше трьох), стаціонарних ємностей, центрів круглих по формі наземних і підземних споруд (веж, резервуарів, газгольдерів, градирень тощо), точок перетинів осей і кутів повороту мереж підземних і надземних комунікацій, центрів колодязів, точок перетину осей проїздів, вершин кутів повороту залізничних колій, центрів стрілочних переводів (ЦСП), точок ПК (початок кривої) і КК (кінець кривої), упорів тупикових шляхів та ін. Зручно і ефективно на забудованих територіях використовувати електронні тахеометри.

З відповідними службами підприємства уточнюють номери і значення будівель і споруд, номери залізних і автомобільних доріг, вершин кутів повороту, центрів стрілочних переводів.

Виконують обмір всіх капітальних будівель і споруд. Різниця між значенням, обчисленим за координатами кутів будівель, і

отриманим безпосереднім вимірюванням, характеризує точність робіт. Для будівель довжиною від 50 до 100 м допустиме відхилення не повинно бути більше 10 см, а до 50 м - 5 см. В альбомах обмірів будівель контур кожної будівлі та споруди показують на окремих форматах. Приводять номери або індекси будівель і споруд у відповідності з експлікацією, координати всіх основних кутів будівель, позначки підлог в характерних місцях. Виписують окремі і загальні розміри елементів будівель.

На залізничних коліях додатково визначають марку хрестовин стрілочних переводів за формулою  $1 / N = v/a$ , де  $a$  - відстань від математичного центру хрестовини (МЦХ) до її хвоста,  $v$  - відстань від центра хрестовини до початку стрілки.

Наводять дані по автодорогах, проїздах, залізничних коліях, огорожі підприємства, координати осей проїздів і автодоріг, габаритних стовпів, центрів стрілочних переводів, характерних точок огорожі підприємства. Вказують ширину проїздної частини проїздів, приводять в позначках висотні поперечники по автодорогах і проїздах, а по залізницях - всі необхідні висотні позначки.

Схеми (спецплан) по конкретному виду комунікацій складають в масштабах 1:500 - 1:1000. На них, в залежності від виду комунікацій, показують колодязі, камери і їх номери, напрямок збору води, ухили між колодязями, матеріал і діаметри труб, відстань між колодязями, отримані натурними лінійними промірами, відстань від кутів будівель до введення в цех або споруди, координат люків колодязів, позначки землі біля колодязя, люка та ін.

По прохідним або непрохідним кабельним каналам і по електрокабельних естакадах на схемах (спецпланах) показують у вигляді окремих виносок розрізи та розміри кожного каналу і типи електрокабельних опор, позначки землі і верху каналу, відстані між опорами та ін. На спецпланах канали показують по координатам їх осей.

Для мереж сигналізації та телефонного зв'язку складають єдиний спецплан. Додатковим матеріалом за всіма схемами (спецпланам) комунікацій є ескізи колодязів, розрізи прохідних каналів, естакад та ін.

Технологія великомасштабного знімання територій міст і великих селищ, в основному, аналогічна описаній технології за вимогами інструкції ГКНТА – 2.04-02-98.

### **3.3.5 Знімання підземних комунікацій**

Знімання підземних комунікацій полягає в повному виявленні та відображенні на картах і планах всіх існуючих комунікацій і їх технічних характеристик.

Вимоги, що пред'являються до виконавчого знімання, складання, приймання та зберігання виконавчих креслень на підземні інженерні мережі, є обов'язковими для усіх організацій, що здійснюють проектування, реконструкцію (замовники і підрядники) та експлуатацію підземних інженерних мереж, незалежно від їх відомчого підпорядкування.

При виконанні виконавчих та контрольних-геодезичних знімків і складанні виконавчої документації повинні також виконуватися вимоги, викладені в відповідних розділах діючих ДБН та інших нормативних документах.

Виконавче креслення є документом, що визначає призначення, тип, конструкцію, планове і висотне місцеположення прокладених підземних інженерних мереж, і використовуються в якості вихідних при складанні топографічних планів з підземними комунікаціями.

Відповідно до прийнятої класифікації підземні комунікації поділяються на три основні групи: трубопроводи, кабельні мережі і тунелі.

До трубопроводів відносять мережі водопроводів, каналізації, теплофікації, газопостачання, мережі спеціального призначення (газопроводи, нафтопроводи та ін.).

До кабельних мереж відносять мережі сильних струмів високої та низької напруги, а також мережі слабкого струму (телефон, телеграф, радіо та ін.).

Найбільш трудомісткими роботами при зніманні підземних мереж є виявлення, розчищення і обстеження закритих комунікацій.

Більшість робіт по зніманню підземних комунікацій може виконуватися організаціями як геодезичного профілю так і негеодезичного профілю (будівельні, експлуатаційні та ін.), проте такі роботи, як прив'язка точок підземних комунікацій, мають виконуватися тільки геодезичними організаціями.

Полеві роботи по зніманню підземних комунікацій починаються з рекогносрування, в процесі якого встановлюють або уточнюють загальну схему підземних комунікацій, виявляють взаємозв'язки між вузловими колодязями, уточнюють обсяг і характер робіт з визначенням місця розташування комунікацій, встановлюють необхідність застосування трасопошукувача або обладнання для шурфування.

Визначення місця розташування підземних комунікацій і глибини їх закладення здійснюється двома методами: шурфуванням і з використанням трасопошукувачів. Найбільш ефективним методом пошуку з визначенням місця розташування підземних мереж є індуктивний метод, що дозволяє за допомогою спеціальних приладів – трасопошукувачів визначити глибину закладення і місце прокладення без шурфування.

Метод шурфування для виявлення і визначення місця розташування комунікацій застосовується в тих випадках, коли індуктивний метод застосувати неможливо або прилади для його використання відсутні.

Повноцінне вивчення характеристик і умов експлуатації підземних комунікацій можливе за умови створення бази даних комунікацій та використання геоінформаційних систем.

У процесі реконструкції, до засипання траншей будівельною організацією, повинно здійснюватися виконавче геодезичне знімання фактичного положення підземних інженерних мереж.

Зніманню підлягають:

а) кути повороту, точки на прямолінійних ділянках не рідше ніж через 50 м, точки початку, середини і кінця кривих, місця зміни ухилів, габаритів (діаметрів) труб і матеріалу мереж, місця відгалуження приєднань, штучні основи (плити, свайні ростверки, естакади);

б) камери, колодязі, упори, нерухомі опори, оглядові люки, коври, аварійні випуски, оголовки, очисні споруди, зварні стики газопроводів, коробки і шафи кабельних ліній, виходи кабелів на стіни будівель;

в) розташовані поза камерами і колодязями пристрої відключення, контрольні трубки, заглушки, лінійні та потрійні муфти електрокабелів, споруди електрозахисту від корозії (контактні пристрої, контрольні пункти, анодні заземлювачі, електрозахисні установки, електроперемикачі, захисні заземлення, дренажні кабелі).

Всі перераховані вище елементи підземних інженерних мереж знімаються і визначаються також і по раніше збудованим інженерним мережам, розкритим при реконструкції.

Знімання підземних комунікацій проводиться з точок планово-висотної основи, створеної для виконання топографічного знімання забудованих територій. В особливих випадках планова геодезична основа для знімання підземних комунікацій створюється заново. При цьому вимоги до технології робіт і технічні допуски на виконання окремих операцій повинні узгоджуватися з положенням по створенню геодезичної основи для топографічного знімання забудованих територій.

Вимоги до точності планового знімання всіх видів комунікацій приблизно однакові. На забудованих територіях середня



квадратична похибка в положенні окремих ліній між собою та відносно контурів споруд становить 0,10 - 0,15 м. На незабудованих територіях з нещільною мережею комунікацій похибка може доходити до 0,5 м. Точність висотного знімання комунікацій залежить від вимог до дотримання проектних позначок та ухилів. Для самопливних трубопроводів похибку в позначках лотків сусідніх колодязів допускають не більше 5 – 10 мм, а відхилення від проектних ухилів - до 10 - 20% від величини ухилу комунікацій.

Планове та висотне положення побудованої підземної інженерної мережі та її елементів визначається до засипання траншеї від пунктів опорної геодезичної мережі і точок знімальної основи способами: лінійних засічок; способом перпендикулярів; полярним способом, геометричного та тригонометричного нівелювання, з пунктів геодезичної мережі.

Виходи підземних мереж і кути їх повороту на незабудованій території координуються. Координування колодязів і точок кутів повороту на забудованій території проводиться тільки за спеціальним завданням замовника.

При всіх способах знімання точок підземної інженерної мережі в обов'язковому порядку проводять контрольні вимірювання відстаней між ними. При зніманні колодязів, камер і колекторів проводиться обмір їх внутрішніх і зовнішніх габаритів.

Висотне положення прохідних колекторів може визначатися від прокладених всередині них нівелірних ходів. Визначення висотних позначок від умовного початку забороняється.

Технічним нівелюванням визначаються позначки підлоги колектора, верху в пакетах (блоці) кабельної каналізації, верху броньованого кабелю, верху напірних лотків самопливних трубопроводів, поверхні землі (бровки траншей) в характерних місцях, обичайок люків і всіх інших точок, знятих в плані. Крім того, визначаються позначки елементів усіх раніше побудованих інженерних мереж, розкритих при реконструкції.

При глибокому заляганні підземних мереж, коли неможливо визначити висотне положення їх точок безпосередньо по рейці, відмітки отримують шляхом вимірювання металеву рулеткою вертикальної відстані від початкової точки, на поверхні землі, або іншими доступними методами, що забезпечують необхідну точність отримання позначок.

Топографічною основою для нанесення підземної інженерної мережі служать плани масштабу 1: 500, отримані за даними виконавчого топографічного знімання.

Виконавче креслення входить до складу обов'язкової виконавчої документації при здачі в експлуатацію побудованих підземних мереж.

До складу виконавчого креслення входять: топографічний план в масштабі 1: 500, поздовжній профіль по осі побудованої підземної мережі, каталог координат точок підземної мережі.

Крім виконавчих креслень будівельна організація передає експлуатаційній організації по акту схеми і польові журнали теодолітних і нівелірних ходів та абриси знімання підземних інженерних мереж.

Для обліку і наочного відображення підземних інженерних мереж відділи архітектури міст та основні міські експлуатуючі організації повинні вести оперативний план в масштабі 1: 2000, на який наносяться всі підземні інженерні мережі з виконавчими кресленнями, польовою і камеральною документацією.

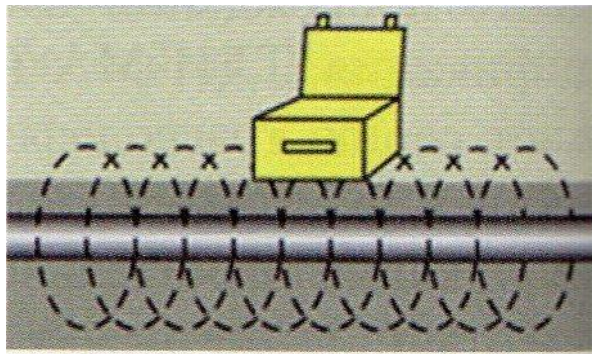
Пошук підземних комунікацій передбачає виявлення їхнього місця розташування в період експлуатації, тобто коли комунікації сховані і на поверхні землі існують лише оглядові та регульовальні споруди. Для цієї мети широко застосовують спеціалізовані електронні прилади - трасопошукувачі (кабелепошукувачі, пошукувачі трубопроводів) .

Принцип дії приладів пошуку підземних комунікацій заснований на законі електромагнітної індукції і полягає у

виявленні змінного магнітного поля, що існує навколо струмонесучих кабелів, або його штучно створеного навколо металевих трубопроводів які відшуковують. Всі сучасні прилади пошуку побудовані за одним принципом і розрізняються лише схемами та технічними характеристиками. Визначення положення підземної комунікації за допомогою приладів пошуку може бути виконано контактним і безконтактним способами.

### **Індуктивний метод**

У активному режимі пошуку генератор є джерелом зондуючого сигналу, що підключається до шуканої траси і створює навколо неї магнітне поле. Для забезпечення можливості неконтактного підключення до контрольованої траси генератор оснащений виносним індуктором. Приймач має пошукову антену і служить для реєстрації магнітного поля траси над поверхнею землі.



*Рис. 3.11 Індуктивний метод*

Сигнал генератора, що випромінює траса, прослуховується оператором через головні телефони і/або реєструється на індикаторі приймача. Нескладні маніпуляції з орієнтацією антени, вбудованої в корпус приймача, дозволяють швидко визначити місце проходження і напрям траси, а також визначити глибину прокладання траси і локалізувати місце її пошкодження. У пасивному режимі пошуку - без застосування генератора — приймач може використовуватися для стеження за мережами технічного змінного струму і радіотрансляції.

## Контактний метод

Контактний метод дозволяє з високою точністю визначити місце пошкодження ізоляції.

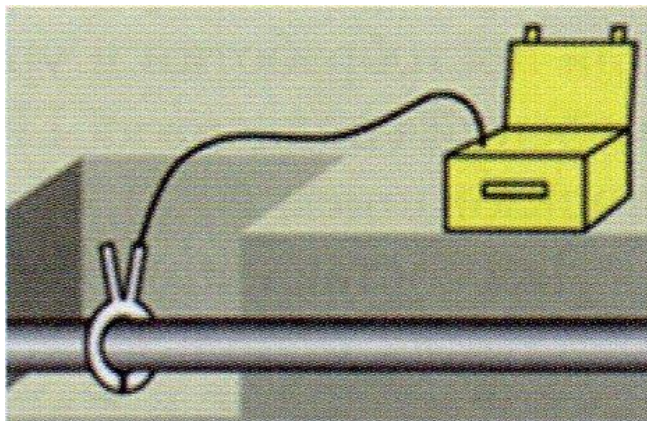


Рис. 3.12 Контактний метод

У цьому методі генератор є джерелом зондуючого сигналу, що підключається до шуканої траси. Для реалізації цього методу в деяких приймачах передбачені спеціальні контактні щупи що дозволяють вимірювати напругу уздовж траси. Оператор, рухаючись по трасі і періодично торкаючись щупами ґрунту, реєструє напругу по індикатору, що зростає по мірі наближення до місця пошкодження. Біля місця пошкодження напруга буде максимальною.

Виробництвом трасо-кабелепошукачів займаються ряд підприємств не тільки геодезичного профілю. Розглянемо основні з моделей цих приладів.

**Прилади серії «Сталкер» (Росія)** призначені для пошуку трас комунікацій (кабельні лінії, трубопроводи) з метою їх координування, ремонту або реконструкції, а також для пошуку місць пошкодження кабельних ліній. Прилади дозволяють також визначати глибину залягання траси. Трасопошукач включає генератор, приймач, антену, головні телефони, дроти, переносний кейс (рис. 3.13).



*Рис. 3.12 Трасошукач «Сталкер»*

Генератор призначений для подачі в лінію комунікації випробувальних сигналів. Приймач призначений для визначення траси, глибини її залягання і пошуку місць пошкодження комунікацій.

Технологія роботи з трасопошукачами типу «Сталкер» проста: до лінії комунікації під'єднується генератор для подачі в лінію випробувальних сигналів, і за допомогою переносного приймача відстежується вся траса або визначається місце пошкодження кабелю. Частоти, на яких працює трасопошукувач, вибрані так, щоб забезпечувати високу стійкість до різних перешкод. Параметри і зовнішній вигляд приладу можуть бути змінені для максимально повної відповідності завданням користувача.

**Універсальний пошуково-діагностичний комплекс «Абрис» (Росія).** Комплекс складається з двох приладів - генератора і приймача ТМ-6 і застосовується для:

- точного визначення місцеположення і глибини залягання підземних комунікацій (силових і сигнальних кабелів, трубопроводів водопостачання, каналізації, газопостачання і будь-яких інших протяжних металевих предметів);

- швидкого і надійного обстеження території перед початком земляних робіт;

- екстреного пошуку пошкоджень при необхідності проведення аварійного ремонту.

Комплекс «Абрис» дозволяє знаходити підземні комунікації на глибині до 30 м, а дальність дії підключеного генератора складає 3 км.

**Трасошукач ПОИСК-210Д.** Конструктивно складається з двох блоків: генератора і приймача з головними телефонами і приймальною антеною. У пасивному режимі пошуку (без застосування генератора) приймач може бути використаний для стеження за мережами технічного змінного струму і радіотрансляції.

*Генератор* є джерелом сигналу для пошуку підземної траси або локалізації місця пошкодження кабелю. За допомогою зовнішнього індуктора можливе безконтактне підключення генератора до контрольованої траси. Переваги трасопошукача:

- поєднує в собі переваги індукційного і контактного методів пошуку пошкоджень; володіє високою перешкодозахисною функцією;
- працює в автоматичному режимі;
- має стрілочну і звукову індикацію



*Рис. 3.14* Трасопошукач ПОИСК-210Д

**Трасодефектопошукач ТДИ-МА (приймач).** Сфера застосування: прилад, що поєднує в собі переваги індуктивного і контактного методу пошуку пошкоджень. Дозволяє не тільки

локалізувати трасу, але і точно визначити місце пошкодження ізоляції. Дозволяє проводити наступні роботи:

- робота в умовах аномальних високих рівнів індустриальних перешкод;
- однозначне визначення гальванічного витоку кабелю;
- пошук місця проходження траси (кабелі управління, телефонний і силовий кабелі, лінії міської мережі трансляції, водопровід, газопровід або будь-який інший металевий продуктопровід);
- визначення глибини прокладання траси (у ручному режимі);
- точне визначення місця пошкодження кабельної траси (обрив, коротке замикання, пошкодження ізоляції).

Найбільш перспективним та привабливим методом пошуку та знімання підземних комунікацій є застосування георадарів.

**Георадар** - це мікропроцесорний геофізичний прилад для проведення швидкої профілізації ґрунту. Це найбільш досконала техніка отримання розрізів ґрунту, що не вимагає буріння або розкопок. Прилад «просвічує» ґрунт на глибину від 0,5 до 20-30 метрів. Він широко використовується в геологічній розвідці, при обстеженні залізобетонних конструкцій, для картографування і знімання підземних об'єктів, в природоохоронних роботах, в судовій експертизі, передпроектних вишукуваннях, будівництві та ін.

Георадар широко використовується при зондуванні:

- скельних фундаментів;
- водоносних горизонтів;
- піску, глини, торфу, мерзлих ґрунтів.;
- товщини криги і снігу;
- підземних порожнин; мостів і дорожнього покриття; труб і кабелів; бетонних конструкцій; засолених ґрунтів;
- дна водоймищ.

Ядром системи є могутній цифровий блок управління. Можливість підключення приладу до ПК дозволяє провести

обробку інформації за допомогою спеціалізованого програмного забезпечення, після чого отримують зручніші для сприйняття графічні зображення. Нові можливості програмного забезпечення дозволяють легко побудувати тривимірне зображення з одночасним визначенням координат положення георадара за допомогою GNSS. Режими зйомки: безперервний, одометр, точковий.

Найбільш відомі моделі георадарів дозволяють працювати на невеликих глибинах і проводити інженерні дослідження на глибині до 3 м. Антена георадара допомагає виявити підземні труби або заповнені будь-чим порожнини. Ідентифікується точно місцеположення і матеріал знайденого об'єкту. Визначаються бетон, пластик, скловолокно. Прилад також може виявити порожнини під дорогами і спорудами.



*Рис. 3.15 Зовнішній вигляд георадарів SIR-3000 та IDS*

Більш потужні георадари дозволяють, виявляти комунікації глибокого залягання до 15 м. Ідентифікуються геологічні об'єкти, такі як підземні води, булижники, зариті траншеї, заповнені покинуті відстійні басейни.



### **§ 3.4 Геодезичне забезпечення інженерно-геологічних вишукувань**

Інженерно-геологічні вишукування є основною частиною інженерних вишукувань і мають на меті з'ясування геологічних умов, що впливають на введення в експлуатацію інженерних споруд. До цих умов відносять загальні фізико-географічні (рельєф, клімат, гідрографію, гідрологію та ін.), геоморфологічні, будова рельєфу і його формування, гідрогеологічні фактори, геологічна будова, (стратиграфія, літологія і тектоніка), геологічні процеси, їхня інтенсивність, фізико-механічні властивості гірських порід, що впливають на міцність і стійкість основ споруд, наявність місцевих будівельних матеріалів. Геологічні процеси поділяють на природні або фізико-геологічні (вивітрювання, морська і річкова абразія, розмиви схилів, осідання, зсуви, пливуні, утворення ярів і боліт) і інженерно-геологічні, що виникають при зведенні та експлуатації споруд, у результаті діяльності людини. Інженерно-геологічні вишукування виконують фахівці (геологи) у тісній взаємодії з геодезистами.

Обсяг і зміст інженерно-геологічних вишукувань залежать від ступеня геологічної вивченості району вишукувань, стадії проектування, характеру використання території для будівництва і складності геологічних умов. Вишукуванням передують вивчення архівних і літературних матеріалів, обстеження, визначення слабких ґрунтів, виходів ґрунтових вод, умов будівництва на сусідніх ділянках, складання схематичних геологічних розрізів, записки, що характеризує природні умови забудовуваної території, і програми польових і лабораторних досліджень ґрунтів. Така програма висвітлює мету знімання, характер вивченості району вишукувань, опис інженерно-геологічних умов, обґрунтування масштабу знімання, її границь, методику робіт, зразковий зміст звітних матеріалів, вартість робіт і календарний план їхнього виконання.

Інженерно-геологічні вишукування поділяють на три періоди:

- **підготовчий**, що включає підготовку та оформлення завдання, збір і аналіз раніше виконаних вишукувань, складання програми вишукувань;

- **польовий**, що включає рекогностування території, інженерно-геологічне знімання, геофізичну розвідку, гірничо-геологічні і бурові роботи, польові роботи, стаціонарні спостереження, лабораторні дослідження та ін.;

- **камеральний**, зв'язаний зі складанням звіту, інженерно-геологічних розрізів, геоморфологічної, геолого-літологічної, гідрогеологічної та інших карт.

Інженерно-геологічне знімання на різних стадіях проектування виконується в різних масштабах. При складанні проекту планування і розміщення першочергового будівництва воно виконується в масштабах 1: 5000 — 1:25 000, для розробки проекту детального планування і забудови — збільшується до масштабу 1:1000—1:2000.

Склад і точність геодезичних вимірювань залежить від виду інженерно-геологічних робіт і від етапу проектування споруди. На початковому етапі вишукувань і проектування комплексно вивчають значну ділянку території зведення інженерних споруд шляхом проведення інженерно-геологічного знімання. Для її проведення потрібно мати топографічну карту або план у масштабі геологічного знімання або більше. Тому в цей період до складу геодезичних робіт входить збір і систематизація топографічних карт і планів, матеріалів аерокосмічного знімання, а в разі їх відсутності - виконання топографічного знімання території в заданому масштабі. Метод виконання такого знімання залежить від наявних вихідних матеріалів. Найбільш доцільним для таких масштабів є використання даних космічного знімання високої роздільної здатності в поєднанні з зніманням окремих контурів за допомогою GNSS-спостережень. В інших випадках за наявності цифрової

топографічної карти відповідного масштабу може бути виконане оновлення карти за допомогою методів аерофотознімання, тахеометричного знімання, лазерного сканування та ін.

На етапі вибору ділянки розташування проекту споруди використовують топографічні карти 1:10 000 і дрібніше або аерокосмічні знімки в масштабах 1:15 000 - 1: 30 000, а на окремі, наприклад, зсувні ділянки плани масштабу 1:5 000.

На обраних ділянках під будівництво для геологічного знімання необхідні топографічні плани в масштабах 1:2000-1:5000. На обраних ділянках місцезнаходження будівельних матеріалів необхідні топографічні плани в масштабі: 1: 2000 - для кар'єрів пісків, гравію, суглинків; 1: 500 або 1: 1000 - для кар'єрів будівельного каменю.

На територіях проектування заводів для інженерно-геологічних знімків використовують топографічні плани в масштабах 1: 1000- 1: 2000, а на територіях розширення існуючих заводів - 1: 1000- 1: 500.

У процесі інженерно-геологічного знімання проводять геодезичну прив'язку об'єктів геологічних спостережень (виходи гірських порід на поверхню; розвідувальні виробки: канали, розчистки, шурфи, бурові свердловини; карстові воронки, не відображені на планах та ін.).

Похибки нанесення на карту або план оголень, розчисток, ліній технічних порушень не повинні перевершувати в плановому відношенні 1 мм в масштабі карти або плану, а у висотному - 1/2 прийняту висоту перерізу рельєфу. Планове і висотне положення точок геологічних спостережень, в залежності від масштабу топографічного плану і інженерно-геологічного знімання, а також характеру місцевості, визначають відносно твердих контурів місцевості або геодезичних пунктів, напівінструментально - із застосуванням простих геодезичних приладів, або інструментально - за допомогою електронних тахеометрів і GNSS-приймачів.

На територіях будівництва заводів інженерно-геологічне знімання виконують шляхом буріння свердловин. У цьому випадку геодезичними способами з похибкою 1-3 м в плані проводять попереднє розмічування сітки свердловин за попереднім проектом, а потім виконують прив'язку фактично виконаних виробок.

На наступному етапі вишукувальних робіт, коли остаточно встановлюють місця розташування окремих споруд об'єкта, виконують детальні гірничо-бурові інженерно-геологічні роботи, дані яких необхідні для остаточного проектування.

За заздалегідь складеним технічним завданням, проектом (в окремих випадках - за участю геолога) виконують геодезичне розмічування положення гірничо-бурових виробок під фундаменти будівель, осі лінійних споруд, на геологічних профілях. Розмічування виконують шляхом промірів від капітальних будівель і споруд на забудованій території або з точок геодезичної основи полярним способом, способом засічок. Середня квадратична похибка виносу в натуру гірничо-бурових виробок (свердловин, шурфів.) становить 1-2 м в плані. Така величина похибки порівняно легко досягається будь-якими геодезичними методами, і в той же час, вона не впливає на точність геологічних робіт, оскільки на таких відстанях геологічна будова ґрунтів та порід основи практично залишається незмінною.

Після виконання гірничо-бурових виробок здійснюють планово-висотну прив'язку геодезичними методами. Плановій прив'язці підлягають точки центрів отворів свердловин, точки центрів або кути шурфів і шахт. У розчисток і каналів, що мають протяжність більше двох метрів, прив'язці підлягають обидва кінці виробки. Середня квадратична похибка планової прив'язки виробок не повинна перевищувати 1 м.

Тригонометричним нівелюванням визначають позначку землі поблизу виробки з середньої квадратичної похибкою 5 см відносно найближчих реперів висотної основи.

Особливі вимоги встановлені для визначення планового і висотного положення свердловин при пошуку і розвідці нафтових і газових родовищ. Слід зазначити, що більшість прив'язок можуть бути здійснене простими геодезичними способами від твердих контурів місцевості або пунктів геодезичної основи.

Вимоги до точності винесення в натуру і визначення фактичних координат точок спостережень при гравіметричних, сейсмічних, електророзвідних і магнітометричних зніманнях дещо різняться, тому розглянемо їх окремо. Основним завданням геодезичних робіт при гравіметричному зніманні є розмічування станцій спостережень і визначення їх координат і позначок відносно вихідних пунктів з середніми квадратичними похибками в плані 2м та по висоті 5см. Точки спостережень розташовують по профілях, що рівномірно покривають територію, яка підлягає гравіметричному зніманню. Положення профілів задається безпосередньо в полі геофізиком або показується на топографічній карті.

Для геодезичного забезпечення сейсмічної і електророзвідки встановлюються середні квадратичні похибки прив'язки станцій спостереження в плановому відношенні 0,8 мм в масштабі плану (карти), а по висоті 1-5 м.

Геодезичну прив'язку наземних точок магнітного знімання (станцій встановлення магнітометрів) здійснюють простими методами, як правило, тільки в плані. Висоти точок магнітної розвідки визначають лише за спеціальним завданням. Похибка прив'язки не повинна перевищувати 1-2 мм в масштабі плану або карти.

### **§ 3.5 Геодезичне забезпечення інженерно-гідрологічних вишукувань**

Комплексні інженерно-гідрологічні вишукування виконують для проектування гідротехнічних споруд; водопостачання населених пунктів, промислових підприємств, електростанцій;

мостових переходів, переходів через ріки трубопроводів і інших лінійних споруд; рибного господарства, водного транспорту; захисту територій населених місць від повеней і підтоплень.

Інженерно-гідрологічні вишукування виконуються також для створення зон відпочинку, для наукових цілей (дослідження водного обміну у водоймах, гідрохімічні і гідробіологічні дослідження та ін.).

Більшість цих вишукувань мають загальні риси. При комплексних інженерно-гідрологічних вишукуваннях вивчають загальні відомості про водні об'єкти, визначають стоки, швидкості течії, рівні, витрати води та ін.

Інженерно-гідрологічні вишукування поділяють по об'єктах (дослідження рік, озер, водоймищ і т.п.) і по обсягу досліджень (весь водяний об'єкт або його частина), а також у залежності від поставленої задачі.

Основним призначенням геодезичних робіт є створення висотної основи, нівелювання водомірних постів і робочих рівнів річки, визначення поздовжніх і поперечних ухилів річки. При руслових зніманнях і визначенні швидкостей течії води задалегідь проводять геодезичні роботи по розмічуванню і закріпленню поперечників, гідростворів і вертикалей на них. В процесі руслових знімань геодезичними методами з пунктів планової основи проводять визначення планового положення промірних вертикалей. Для вивчення інтенсивності наносів і переформування русла періодично виконують проміри глибин по створах і знімання підводного рельєфу. При виконанні інженерно-геологічних робіт в районі річок і водосховищ геодезичними методами здійснюють прив'язки гірничих виробок.

Окрім руслових знімань виконують знімання (тахеометричні, аерофотознімання) заплави річок, берегової зони водосховищ. На підставі комплексу геодезичних робіт обчислюють площі і ємності водосховищ, розміри затоплень. Для цілей судноплавства

зніманню підлягають озерні фарватери. Геодезичні роботи мають велике значення при вишукуванні мостових переходів, переходів через водні перешкоди магістральних трубопроводів, ліній електропередач і так далі.

Для виконання всіх вказаних видів робіт на територіях уздовж річок і водоймищ створюють планову і висотну основу, форма і схема якої залежать від конкретних умов і характеру майбутніх робіт.

При виконанні вишукувань на річках, озерах, водосховищах і шельфі вихідною геодезичною основою є пункти планової Державної геодезичної мережі і репери Державної висотної мережі. Згущення опорної мережі виконують прокладанням ходів полігонометрії 1 і 2 розрядів або побудовою мереж засобами GNSS-технологій, які одночасно слугують пунктами знімальної основи з висотами визначеними технічним нівелюванням.

Основною частиною гідрологічних вишукувань є гідрометричні роботи, які виконують на гідрологічних постах і станціях.

Висотну мережу на ділянках водного об'єкту створюють у вигляді системи постійних і тимчасових реперів. На річках шириною до 800 м постійні репери встановлюють на одному березі, на річках шириною більше 800 м – по обох берегах. На плесових ділянках річки, по берегах озер і водосховищ репери встановлюють через 5-8 км., на складних ділянках річок – до трьох реперів на кожен ділянку.

Позначки реперів визначають нівелюванням IV класу, а на річках з ухилом водної поверхні менше 5 см/км – нівелюванням III класу. До мережі нівелювання III і IV класів можуть бути включені репери водомірних постів. У інших випадках висоти на них передають технічним нівелюванням.

На постах в основному визначають рівні води в річках, озерах, морях, водоймищах відносно нерухомої площини, названої нулем спостережень. Нуль спостережень приймається нижче найнижчого рівня води, що колись спостерігався. Нуль спостережень зв'язують подвійним нівелюванням не менш ніж із двома реперами ДВГМ.

В період найбільш стійких горизонтів води за допомогою нівелювання виконують миттєву і одноденну зв'язку рівнів. Миттєва зв'язка рівнів полягає у визначенні положення миттєвого профілю водної поверхні нівелюванням кілків, забитих на рівні з горизонтом води вздовж берега в заздалегідь встановлений момент часу. Для детальнішого вивчення режиму рівнів миттєву зв'язку виконують кілька разів при різних горизонтах води. Зв'язок рівнів води з реперами здійснюють нівелюванням IV класу або технічним нівелюванням в прямому і зворотному напрямках. Одноденну зв'язку проводять на великій ділянці річки, коли миттєву зв'язку рівнів виконати неможливо.

Промірні роботи ведуть для складання планів водойм, вивчення рельєфу їхнього дна, побудови ізобат, визначення підводних навігаційних небезпек, виявлення зручного для проходу судів фарватеру, місць підходу судів до берега, визначення обсягу днопоглиблювальних робіт і вибору місць розташування гідротехнічних споруд. Вони включають виміри глибин і координування точок промірів. На планах у масштабах 1: 1000 і 1: 2 000 ізобати проводять через 0,25 або 0,5 м; в масштабі 1: 5 000 - через 0,5 м; в масштабі 1:10 000 - через 1 м і в масштабі 1: 25 000 - через 2 м. При проектуванні споруд більш зручно користуватись горизонталями. Для нанесення горизонталей обчислюють позначки дна, віднімаючи глибини від позначок рівня води, визначених нівелюванням, після чого на плані русла річки випишують позначки дна і проводять горизонталі так само, як і на суші.

Виконання промірів глибин супроводжується плановим розмічуванням промірних створів, визначенням положення промірних вертикалей, нівелюванням робочих рівнів води.

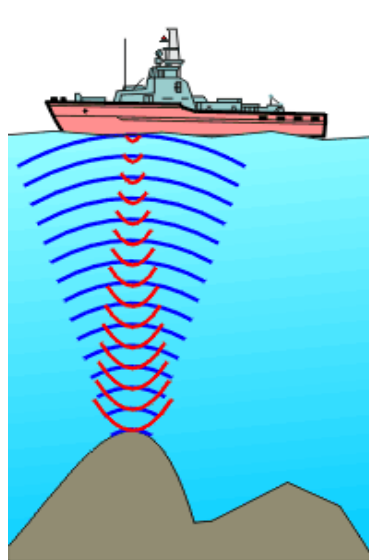
Визначення положення промірних вертикалей при русловому зніманні виконують по безпосередньо розміченим в натурі промірним точкам, із застосуванням супутникових систем.

При промірних роботах у залежності від глибини і способу вимірів застосовуються різні прилади. Глибини менш 5м вимірюють



з точністю 0,1 м рейкою довжиною до 6 м. Для виміру глибин від 2 до 20 м користаються ручним лотом, що представляє собою лотлінь товщиною 20—30 мм і довжиною до 30 м, до кінця якого прикріплений пірамідальний груз масою 3-5 кг. Для виміру глибин понад 20 м користуються дротовим лотом, що складається з вантажу масою не менш 10—15 кг, що опускається на металевому лотліні.

Наведені методи можуть бути використані при промірах на локальних ділянках. В інших випадках найчастіше для проміру глибин використовують ехолоти. Ехолот — вузькоспеціалізований гідролокатор, пристрій для дослідження рельєфу дна водного басейну. У базову комплектацію ехолота входить, як правило, стандартний ультразвуковий датчик.



*Рис. 3.16* Принцип знімання ехолотом

Датчик одночасно служить передавальною антеною, випромінюючою ультразвукові сигнали, і приймальною антеною, що приймає відбиті ультразвукові сигнали. Випромінювані сигнали можна представити у вигляді пучка променів, причому потужність променів максимальна в центрі і падає по мірі віддалення від центрального напрямку до периферії. Також до комплекту входить ЕОМ для обробки отриманих даних і побудови топографічного

плану дна. Датчик ехолота випромінює вузьконаправлений ультразвуковий сигнал у воду і отримує назад відбитий сигнал від донної поверхні. Процесор приладу обробляє і відображає отриману інформацію на екрані. Практично всі ехолоти, що випускаються сьогодні, дозволяють визначити поточну глибину та відображувати на екрані рельєф дна. Існує декілька типів ехолотів.

**Однопроменеві ехолоти.** Найпростіші ехолоти мають один зондуючий промінь з кутом від 12 до 24 градусів, вони не оснащені графічним дисплеями для відображення інформації і призначені перш за все для вимірів глибини. Ехолоти з дисплеями використовують для пошуку ям, гряд і перегляду особливостей рельєфу дна. Ширина променя на глибині 10 метрів у 12-градусного ехолота складає 1,9 м, а у 24-градусного – 3,8 м.



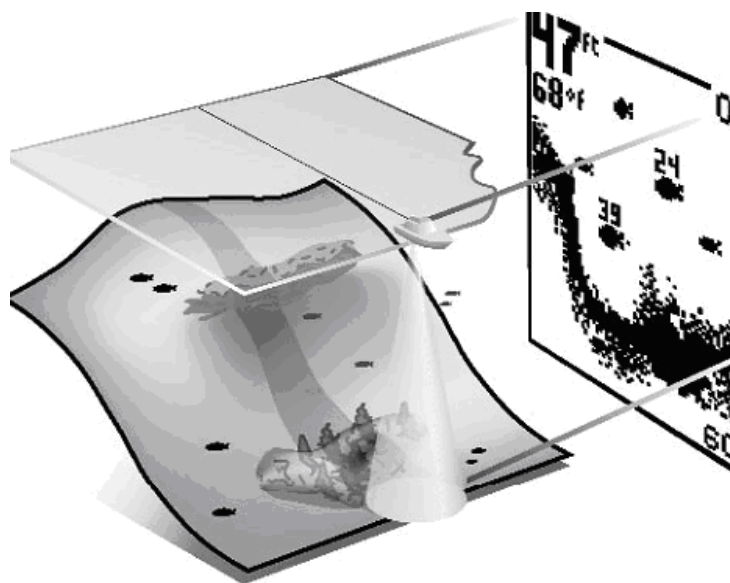
*Рис. 3.17 Представлення результатів знімання на дисплеї ехолота*

**Дво- та трипроменеві ехолоти.** Найбільшою популярністю користуються моделі з двома або трьома зондуючими променями, у них сумарний кут сканування може бути від 45 до 90 градусів. Таким чином, вони захоплюють велику площу дна. Практично всі подібні моделі призначені для установки на човні і дозволяють підключати додаткові датчики швидкості температури і синхронізуватися з GNSS-приймачем. Існують так звані тубусні моделі, в яких датчик і

дисплей знаходяться в одному корпусі. Подібні ехолоти зручні тим, що їх встановлення на човен займає лічені хвилини, і вони підходять для човнів практично будь-якої конструкції.

**3D ехолоти.** Подальший розвиток ехолоти отримали в так званих 3D моделях, які мають шість зондуючих променів і відображують на екрані тривимірну картину дна, представляючи підводні об'єкти і рельєф в найбільш зручному для сприйняття вигляді. Ці апарати оснащені великим дисплеєм з високою роздільною здатністю. У комплекті з ними, як правило, йде датчик швидкості, що дозволяє фіксувати відстань до підводного об'єкту, враховуючи пройдений човном шлях.

**Скануючі ехолоти.** Ці ехолоти працюють за принципом радара. Ехолоти цього типу дозволяють досліджувати простір попереду судна і заздалегідь показують наявність підводних об'єктів. Для обробки отриманих ехосигналів застосовуються технології, дуже схожі на ті, що використовуються при комп'ютерній томографії. Прилади мають і другий промінь — спрямований вниз, в товщу води, який працює і відображує інформацію аналогічно звичайному ехолоту і дозволяє детально досліджувати структуру дна.



*Рис. 3.18 Представлення результатів роботи скануючого ехолота*

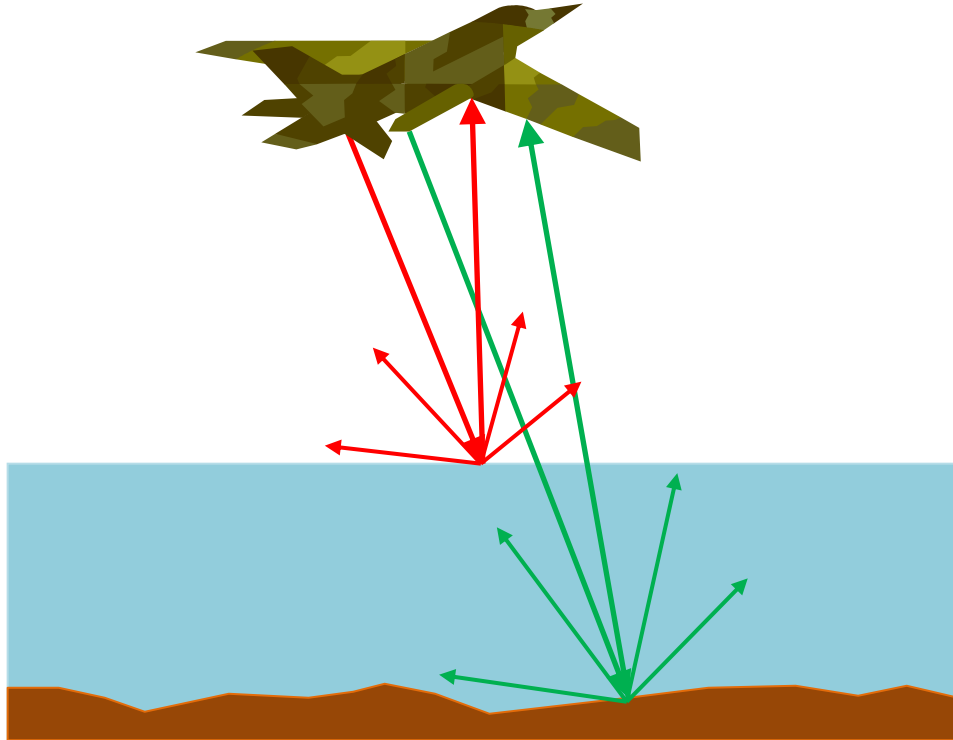
Найбільш відомими виробниками ехолотів є фірми Humminbird, Eagle, Lowrance, Raytheon, Apelco, Bottomline, Garmin, Interphase.

Конкурентом знімання за допомогою ехолотів є **лідарна батиметрія**. Повітряна лазерна або лідарна батиметрія є технологією для вимірювання глибин в береговій зоні з повітря шляхом сканування за допомогою імпульсного сканера. Лідарну батиметрію також називають **лідарною гідрографією**. Типовим застосуванням батиметричного знімання є знімання великих берегових площ, портів та гаваней, підводних споруд для захисту таких берегів як моли та хвильорізи, пляжів, берегових ліній та наливних споруд. Дані використовують також для моделювання штормових наносів та переміщення піску. Перевагами лідарної батиметрії є:

- 1) можливість виконання швидкого знімання, як для великих так і незначних за розміром територій;
- 2) можливість знімання в складних або небезпечних місцях та несприятливих погодних умовах, де неможливе використання морської апаратури;
- 3) устаткування дозволяє одночасно знімати морське дно, оточуюче узбережжя та берегові інженерні споруди (підводні і надводні);
- 4) мобільність при необхідності виконання швидкої оцінки наслідків штормів та сезонних змін.

В основу технології лідарної батиметрії покладено принцип використання імпульсного лазера, що генерує лазерний промінь на двох довжинах хвиль: зеленій та інфрачервоній. Зелений лазер використовують для знімання дна, оскільки промінь з цією довжиною хвилі проникає через берегові води з мінімальним розсіюванням. Інфрачервоний промінь не проникає через водну поверхню і використовується для визначення поверхні води. Довжина хвилі в зеленому каналі є оптимальною для проникнення

у воду, а отже для вимірювання глибини. Червоний канал дозволяє виміряти висоту над поверхнею. Глибину визначають, як різницю в часі між двома прийнятими сигналами (рис. 3.19).



**Рис.3.19 Принцип визначення глибини батиметричним лідаром**

Сканування водної поверхні відбувається аналогічно до повітряного лазерного сканування для задач топографії, при цьому застосовуються аналогічні лазерні сканери. Геометрію отримання хмари точок в лідарній батиметрії представлено на рис. 3.20.

Розмір лазерної плями на дні можна визначити за виразом:

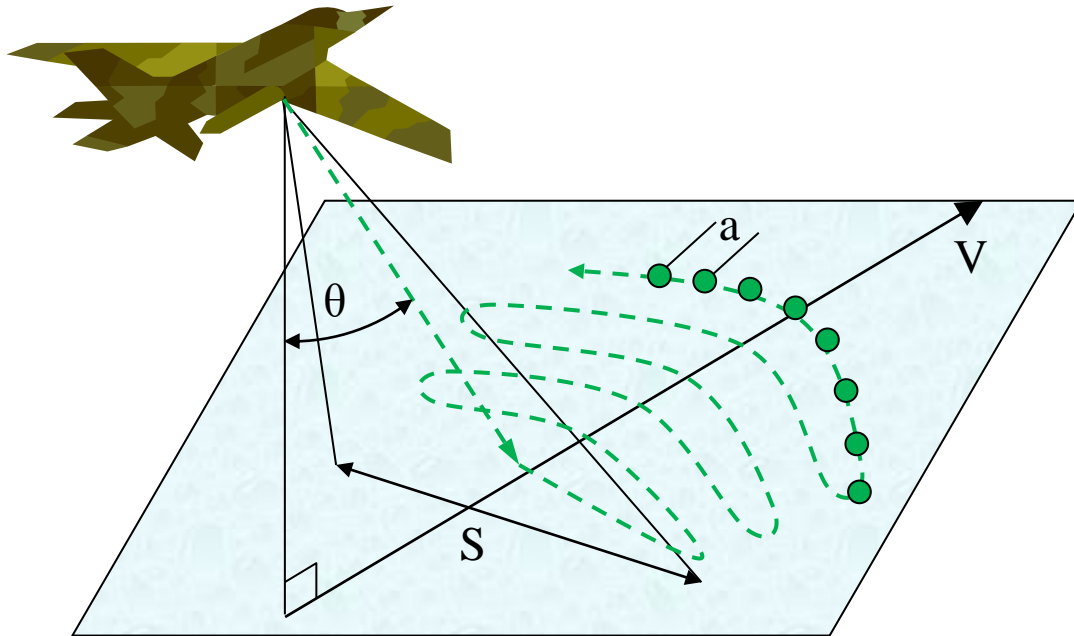
$$D_s + 0.2 \times W \text{ для чистої води,}$$

$$D_s + 0.5 \times W \text{ для каламутної води,}$$

де  $D_s$  - діаметр лазерної плями на водній поверхні,  $W$ - глибина води.

Аналізуючи можливості лідарної батиметрії, перш за все необхідно визначити, які вимоги висуваються до точності та

якості гідрографічних робіт. Важливим є порівняння можливості лідарної батиметрії при забезпеченні необхідної точності гідрографічних робіт та ефективності цієї технології поряд з іншими технологіями знімання.



*Рис. 3.20. Геометрія отримання лідарної хмари*

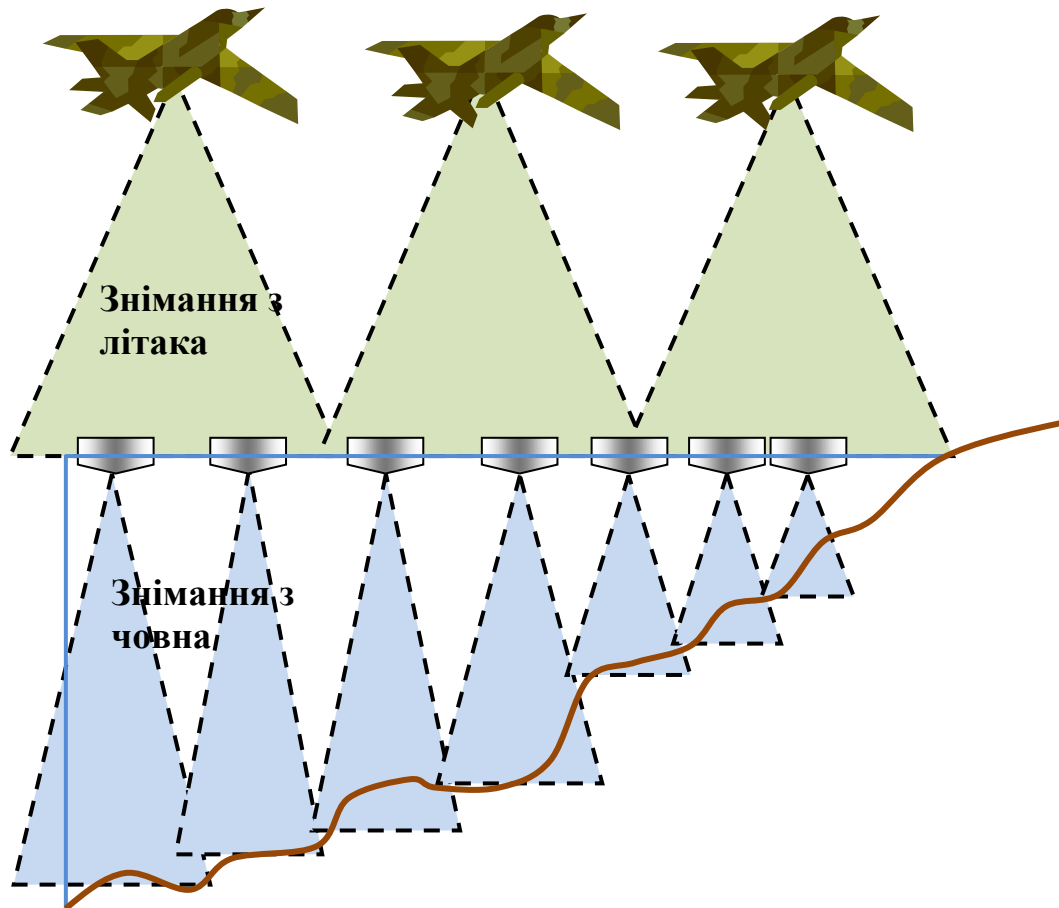
Якщо аналізувати ефективність лідарної батиметрії з позицій продуктивності праці то жоден з існуючих засобів гідрографічних знімань не забезпечує такої швидкості виконання робіт. Переваги лідарної батиметрії в порівнянні з найсучаснішим зніманням за допомогою ехолота представлено на рис. 3.21.

Найбільш суттєвим обмеженням для лідарної батиметрії є прозорість води, яка обмежує допустиму глибину знімання.

При складанні планів акваторії в горизонталях робочі рівні нівелюють біля кожного галса, а при рівномірному падінні рівнів поверхні — не рідше ніж через 1 км. На поворотах річки робочі рівні нівелюють по обох берегах.

Берегова опорна геодезична мережа при гідрографічних вишукуваннях будується на основі державної геодезичної мережі.

На береговій смузі шириною від 3—4 до 20—30 км виконується топографічне знімання. Проміри глибин виконується уздовж галсів, розміщених на однакових відстанях.



**Рис. 3.21. Ефективність лідарної батиметрії в порівнянні з зніманням ехолотом**

Морська гідрографія займається розробкою методів складання навігаційних карт, лоцій, посібників із судноводіння, що забезпечують практично безпечні для плавання судів, шляхи і безпечні райони для їхнього маневрування. Гідрографічні вишукування ведуться також для проектування морських портів і морської геології. До складу гідрографічних вишукувань включають створення мережі опорних пунктів на березі, на ґрунті мілководдя та у вигляді судів, віх і бакенів на якорях у глибоководних районах, знімання узбережжя, вивчення рельєфу морського дна шляхом

промірних робіт з одночасним обстеженням донних ґрунтів, вивчення коливань рівня води, течій і т.д.

Точність гідрографічного знімання регламентується рішеннями Міжнародної Гідрографічної Організації (ІНО) в Монако та розповсюджується Спеціальною Постановою №44. Згідно з цими документами середня квадратична похибка визначення вертикальної складової при гідрографічному зніманні дорівнює  $\pm 25$  см з врахуванням всіх факторів, включаючи припливи.

МГО встановлює декілька розрядів точності батиметричного знімання. Згідно з «ІНО Standarts for Hydrographic Surveys (S-44), 5<sup>th</sup> Edition, February 2008» встановлюються наступні розряди табл. 3.3.

Таблиця 3.3

**Вимоги до точності гідрографічних робіт на морі**

Клас	Планова похибка промірних точок, м	Вертикальна похибка, $m_m = \pm \sqrt{a^2 + (b \times d)^2}$ де $d$ - глибина.	Покриття площі знімання	Розпізнав. об'єктів на глибині 40 м	Планова похибка орієнтирних об'єктів для навігації, м	Положення берегової лінії планова похибка, м
1	2	$a = 0,25$ м; $b = 0,0075$ ;	100 %;	1	2	10
1a	5 м + 5% від глибини	$a = 0,5$ м; $b = 0,013$	100 %;	2	2	20
1b	5 м + 5% від глибини	$a = 0,5$ м; $b = 0,013$	-	-	2	20
2	20 м + 10% від глибини	$a = 1,0$ м; $b = 0,023$	-	-	5	20

Наведені в табл.3.3 величини похибок є допустимими для довірчої ймовірності 95 %.

Особливий розряд знімання встановлюється для ділянок, де глибина під кілем є критичною і глибини не перевищують 40 м (доки, корабельні канали, гавані).



Розряд 1a знімання встановлюється для площ, де глибина під кілем є менш критичною і можлива наявність штучних підводних об'єктів, а глибини не перевищують 100 м.

Розряд 1b знімання встановлюється для площ з глибиною до 100 м, для яких ймовірність наявності штучних об'єктів є дуже низькою.

Розряд 2 знімання встановлюється для площ з глибиною більше 100 м.

З точки зору повітряної лідарної батиметрії вона задовольняє вимогам Міжнародної гідрографічної організації для розрядів 1a і нижче. Для гідрографічних знімань найвищого класу точності слід використовувати ехолоти в комплекті із GNSS-обладнанням.

## РОЗДІЛ 4. ГЕОДЕЗИЧНІ РОЗМІЧУВАЛЬНІ РОБОТИ

### *§ 4.1. Завдання та зміст геодезичних розмічувальних робіт*

Геодезичні розмічувальні роботи виконуються на всіх етапах будівельних робіт аж до їх завершення. Розмічувальні роботи полягають у винесенні на місцевість проекту будинку та споруди, встановленні у проектне положення елементів конструкцій, винесенні інженерних комунікацій, проекту вертикального планування території та ін.

Головним завданням геодезичних розмічувальних робіт є забезпечення згідно з проектом геометричних параметрів і встановлення елементів та вузлів конструкцій будинків і споруд відповідно до форм, розмірів і просторового положення із заданою точністю, що забезпечує їх якість, надійність і довговічність.

Розрізняють основні і детальні планові та висотні геодезичні розмічувальні роботи.

**Основні планові розмічувальні роботи** полягають у створенні на будівельному майданчику геодезичної розмічувальної основи і винесенні та закріпленні на місцевості положення головних або основних осей.

Розмічування осей комплексу споруд, будинків мікрорайону, промислових споруд виконується від пунктів планової геодезичної мережі чи від пунктів будівельної сітки.

Винесення на місцевість осей окремих житлових і громадських будинків у районах існуючої забудови чи окремих будинків на території діючих промислових підприємств можна здійснювати від твердих місцевих предметів і контурів (будинків, доріг з покриттям, бордюрів, колодязів підземних комунікацій, стовпів тощо).

Головні осі лінійних споруд (доріг, каналів, ліній ЛЕП, трубопроводів та ін.) виносять як від пунктів геодезичних мереж, так і від твердих предметів та контурів місцевості.

**Детальні планові геодезичні розмічувальні роботи** полягають у винесенні основних осей (якщо раніше були винесені головні), детальних і монтажних осей, а також інших видів робіт для визначення у плані положення елементів і вузлів будівельних конструкцій. Не виключається винесення детальних осей від пунктів геодезичної основи. Практично використовують усі наявні можливості для встановлення елементів будівельних конструкцій у проектне положення із заданою точністю.

**Основні висотні розмічувальні роботи** полягають у винесенні на територію будівельного майданчика основних висотних реперів від реперів та марок державних, місцевих або спеціальних геодезичних мереж. Поблизу споруджуваного будинку або споруди закріплюють репери (точки) “будівельного нуля” на рівні підлоги першого поверху.

**Детальні висотні розмічувальні роботи** полягають у встановленні на проектні висоти елементів конструкцій будинків і споруд при їх монтажі. Їх виконують від існуючих висотних реперів або закріплених точок “будівельного нуля”. На монтажних горизонтах (перекриттях поверхів) висотні розмічування виконують відносно робочих реперів або “висотних маяків”.

Монтаж елементів конструкцій може виконуватись одночасно у плані та за висотою.

За своїм змістом геодезичні розмічувальні роботи протилежні геодезичним вимірюванням при топографічних зніманнях місцевості. При зніманнях за результатами вимірювань складають топографічні карти, плани та профілі. При розмічуваннях за генпланами, робочими кресленнями і профілями визначають проектні параметри будинків і споруд, їх частин та елементів і відкладають їх на місцевості, визначають положення осей, точок, тощо, необхідних для зведення споруд.

Тому методика виконання геодезичних розмічувальних і знімальних робіт суттєво відрізняється, хоча методи їх виконання

мають однакові назви. Крім того, розмічувальні роботи виконуються з більш високою точністю.

Для проведення геодезичних розмічувальних робіт на стадії проектування інженерних споруд виконують інженерно-геодезичне проектування, або **геодезичну підготовку** винесення на місцевість проекту споруди. Складають **розмічувальні креслення**, в яких наводять усі необхідні дані для винесення на місцевість проекту споруди.

Винесення проекту полягає у визначенні на місцевості характерних точок осей споруди. Для цього будують проектні кути, відкладають відстані та виносять проектні перевищення (позначки).

Геодезичні роботи, пов'язані з розмічуванням на місцевості кутів, ліній та перевищень називаються **елементами геодезичних розмічувальних робіт**.

Визначення проектного положення характерних точок споруд у плані і за висотою складається із декількох елементів і може виконуватись різними **методами геодезичних розмічувальних робіт**: прямокутних координат (перпендикулярів), полярних координат, кутових засічок, лінійних засічок, створної засічки та ін.

Геодезичні розмічувальні роботи виконуються за такою методикою, як і геодезичні вимірювання – від загального до часткового. Однак при розмічувальних роботах точність наступних етапів підвищується. Є загальний порядок розмічування споруд.

**1. Винесення і закріплення на місцевості точок головних або основних осей будинків і споруд.** На промислових майданчиках та інших інженерних комплексах, де існує технологічний зв'язок між спорудами, точність геодезичних розмічувальних робіт підвищується. При зведенні окремих будинків і споруд на території існуючої забудови без технологічних зв'язків між ними точність розмічувальних робіт

відповідає графічній точності масштабу генплану ( $\Delta_r = 0,2 \text{ мм} \cdot M$ , де  $M$  – знаменник числового масштабу плану).

**2. Детальне розмічування споруд.** Здійснюється від раніше винесених головних та основних осей. В залежності від стадії виконання будівельних робіт розмічають поздовжні та поперечні осі елементів, блоків, закладних частин, встановлюють “висотні маяки” на монтажних горизонтах. Визначають планове та висотне положення характерних точок елементів споруди, контролюють монтаж елементів конструкцій у плані, за висотою та вертикаллю. Дотримуються точності геодезичних вимірювань за діючими нормативними документами або визначають її спеціальними розрахунками.

**3. Розмічування монтажних осей і встановлення у проектне положення технологічного обладнання промислових споруд.** На цьому етапі, як правило, виконують геодезичні роботи найвищої точності, яка визначається проектом монтажу устаткування.

#### ***§ 4.2. Геодезична планова та висотна основа інженерно-геодезичних розмічувальних робіт***

Генеральні плани та розмічувальні креслення розробляють на основі існуючих топографічних планів місцевості в масштабах 1:500 – 1:5000.

У разі відсутності планів і карт вказаних масштабів на територію будівельного майданчика створюють GPS-мережі, мережі триангуляції, полігонометрії, трилатерації, лінійно-кутові планові мережі та ходи нівелірних мереж включно до ходів знімальної основи. Від закріплених пунктів планових та висотних мереж виконують топографічні знімання і складають плани у необхідних масштабах.

Інженерно-геодезичні розмічувальні роботи в період будівництва виконують з більш високою точністю. Якщо точність

існуючої геодезичної основи не задовольняє потреби розмічувальних робіт, то до початку будівельних робіт на будівельному майданчику створюють планову і висотну основу більш високої точності і з більшою густотою закріплених пунктів. Її називають геодезичною розмічувальною основою чи спеціальною будівельною сіткою.

Форма і розміри геодезичних опорних розмічувальних мереж залежить від типу, форми і розмірів інженерних споруд, їх конструкцій і необхідної точності дотримання геометричних параметрів. Мережі розвивають від пунктів державних геодезичних мереж або в умовній системі координат.

Найбільш поширеними методами створення геодезичної основи при зведенні гідроелектростанцій, атомних електростанцій, великих мостів, промислових підприємств, забудові мікрорайонів на відкритих територіях та ін. є побудова планових **GPS-мереж, лінійно-кутових мереж, полігонометрії** з використанням сучасних GPS-приладів, електронних теодолітів та тахеометрів високої точності. Не виключається створення мереж тріангуляції і трилатерації.

Висотні мережі, як правило, розвивають ходами геометричного нівелювання у вигляді замкнених і розімкнених нівелірних ходів і полігонів. При цьому ходи нівелювання повинні опиратись не менше ніж на два пункти (марки, репери) державної висотної основи. Пункти планових та висотних розмічувальних мереж, як правило, суміщають.

При будівництві промислових підприємств та забудові мікрорайонів на відкритих територіях геодезичну розмічувальну основу розвивають від пунктів державної геодезичної мережі у вигляді **будівельної сітки**. За точністю вона повинна забезпечувати точність вимірювань в плані і за висотою при виконанні всіх видів інженерно-геодезичних розмічувальних робіт при зведенні споруд.

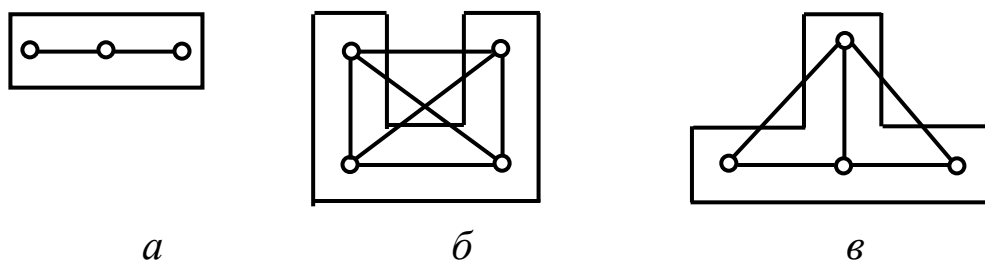
Залежно від площі будівельного майданчика та технології будівельних робіт інженерно-геодезичні мережі можуть розвиватись у декілька стадій (ступенів). Геодезична розмічувальна основа проектується на генплані при розробці **проекту виконання геодезичних робіт (ПВГР)**.

При зведені окремих будинків планова геодезична основа може бути відсутня. Висотною основою є закріплений у районі виконання будівельних робіт репер або **“будівельний нуль”**, висота якого дорівнює позначці підлоги першого поверху споруди.

Геодезичну розмічувальну основу поділяють на **зовнішню** та **внутрішню**. Зовнішня геодезична основа розвивається і закріплюється поза будинком або спорудою. Вона служить для виконання будівельних робіт нульового циклу: виносу головних, основних і детальних осей споруди, планування будівельного майданчика, упорядкування котловану, монтажу фундаментів до позначки **“будівельного нуля”**. Цей етап називають **зведенням підземної частини споруди**

**Внутрішня геодезична розмічувальна основа** розвивається від пунктів зовнішньої геодезичної основи. Її пункти закріплюють на перекритті першого поверху споруди. Взаємне положення пунктів внутрішньої геодезичної основи повинне бути отримане з більш високою точністю, ніж пунктів зовнішньої основи. Для цього виконують геодезичні вимірювання підвищеної точності. Створені на нульовому монтажному горизонті геодезичні розмічувальні мережі називають **базисними**. Схема базисних мереж повністю залежить від конфігурації будинку та заданої точності (рис. 4.1).

При проведенні будівельно-монтажних робіт пункти базисних сіток (фігур) переносять на наступні монтажні горизонти. Сітка, яка утворена пунктами всіх монтажних горизонтів, називається **просторовою геодезичною сіткою** (мережею).



**Рис. 4.1. Найпростіші базисні фігури внутрішньої геодезичної розмічувальної мережі: а – створна; б) – геодезичний чотирикутник; в) – мережа трикутників**

Точність побудови зовнішньої геодезичної мережі характеризується даними таблиці 4.1 (ДБН В-1.3-2:2010 ). Під час побудови внутрішньої основи користуються допусками встановлення елементів і вузлів конструкцій споруди у проектне положення. У базисних сітках обов'язково вимірюють усі кути та лінії, тобто вони є лінійно-кутовими мережами.

Геодезичну розмічувальну основу створюють з перспективою її використання при експлуатації споруд (дослідження деформації), їх розширенні та реконструкції.

Точність вимірювання вихідних сторін (базисів) геодезичної розмічувальної основи визначається спеціальними розрахунками, але вона повинна відповідати точності середніх квадратичних похибок наведених у табл. 4.1.

Клас точності побудови геодезичної розмічувальної основи конструктивно складних та унікальних інженерних споруд і будинків вище 16 поверхів визначається спеціальними розрахунками точності при розробці проекту виконання геодезичних робіт.

Базисні мережі проектують з якомога меншою кількістю ступенів, що скорочує обсяг робіт і підвищує точність положення пунктів мережі.

При будівництві гідроелектростанцій, мостів, тунелів та інших інженерних споруд діють відомчі інструкції щодо точності побудови планово-висотних розмічувальних мереж.



Таблиця 4.1

**Характеристики точності створення геодезичної  
розмічувальної мережі (основи)**

Характеристика об'єктів будівництва	Середні квадратичні похибки побудови геодезичної розмічувальної мережі будівельного майданчика, не більше		
	кутові вимірю- вання	лінійні вимірювання	нівелювання на 1 км подвійного ходу, мм
Підприємства та групи будівель (споруд) 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, $\frac{1}{25000}$ для $L$ понад 50 м	3 (за програмою II класу у відповідності до інструкції з нівелювання)
Підприємства та групи будівель (споруд) 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, $\frac{1}{10000}$ для $L$ понад 50 м	5 (за програмою III класу у відповідності до інструкції з нівелювання)
Окремо розташовані будівлі (споруди) із 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, $\frac{1}{5000}$ для $L$ понад 50 м	10 (за програмою IV класу у відповідності до інструкції з нівелювання)
Дороги, інженерні мережі території, які не забудовуються; земляні споруди, а також вертикальне планування	30"	215 мм для $L$ до 50 м, $\frac{1}{2000}$ для $L$ понад 50 м	20 (за програмою технічного нівелювання)
Примітка. $L$ – довжина, що вимірюється			

Висотну основу на будівельних майданчиках розвивають, як правило, ходами геометричного нівелювання II, III та IV класів. Пункти за можливості поєднують з пунктами планової основи. Їх розміщують у місцях надійного зберігання на весь період будівельних робіт і експлуатації споруди.

Слід пам'ятати, що у державних геодезичних мережах у виміряні лінії вводять поправки за проектування їх на поверхню сфероїда і за приведення до площини проекції. Ці поправки не вводяться у виміряні лінії геодезичної розмічувальної основи, оскільки вони можуть викликати спотворення геометричних параметрів споруди при розмічуванні її на місцевості.

У гірських районах для будівельних майданчиків з великими перепадами висот лінію  $AB$  (рис.4.2) проектують на середній рівень – лінії  $A'B'$  - поверхню відносності висотою  $H_0$ .

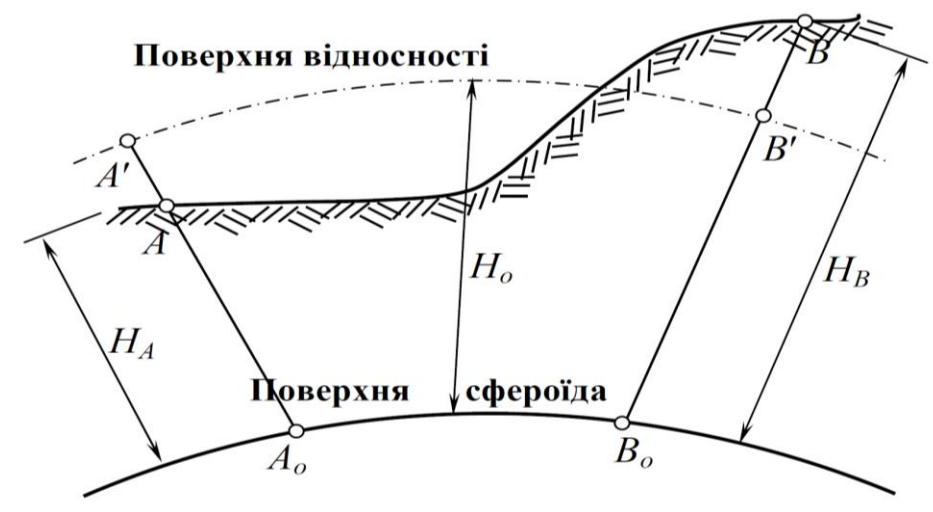


Рис. 4.2. Проектування ліній на поверхню відносності

### § 4.3. Класифікація осей будинків і споруд

Планове положення будівель і споруд на будівельному майданчику визначається їх осями. Осі виносять на місцевість від пунктів планових геодезичних мереж, будівельної сітки, а окремих будівель – від твердих предметів і контурів місцевості.

Відносно закріплених осей встановлюють елементи та вузли конструкцій у проектне положення.

Схема винесення на місцевість осей розробляється в робочих розмічувальних кресленнях і входить до складу проекту виконання геодезичних робіт.

Осі будинків та споруд поділяють на **головні, основні та детальні або проміжні**. В свою чергу їх поділяють на **поздовжні та поперечні осі**. Поздовжні осі розміщуються удовж більшої сторони будинку. На робочих кресленнях їх позначають *A – A, Б – Б* і т.д. **Поперечні осі** розміщуються перпендикулярно до поздовжніх і нумеруються цифрами 1–1, 2–2 та ін. (рис. 4.3).

Осі будинків споруд можуть бути криволінійними (рис. 4.3, *в*) і повторюють їх конфігурацію.

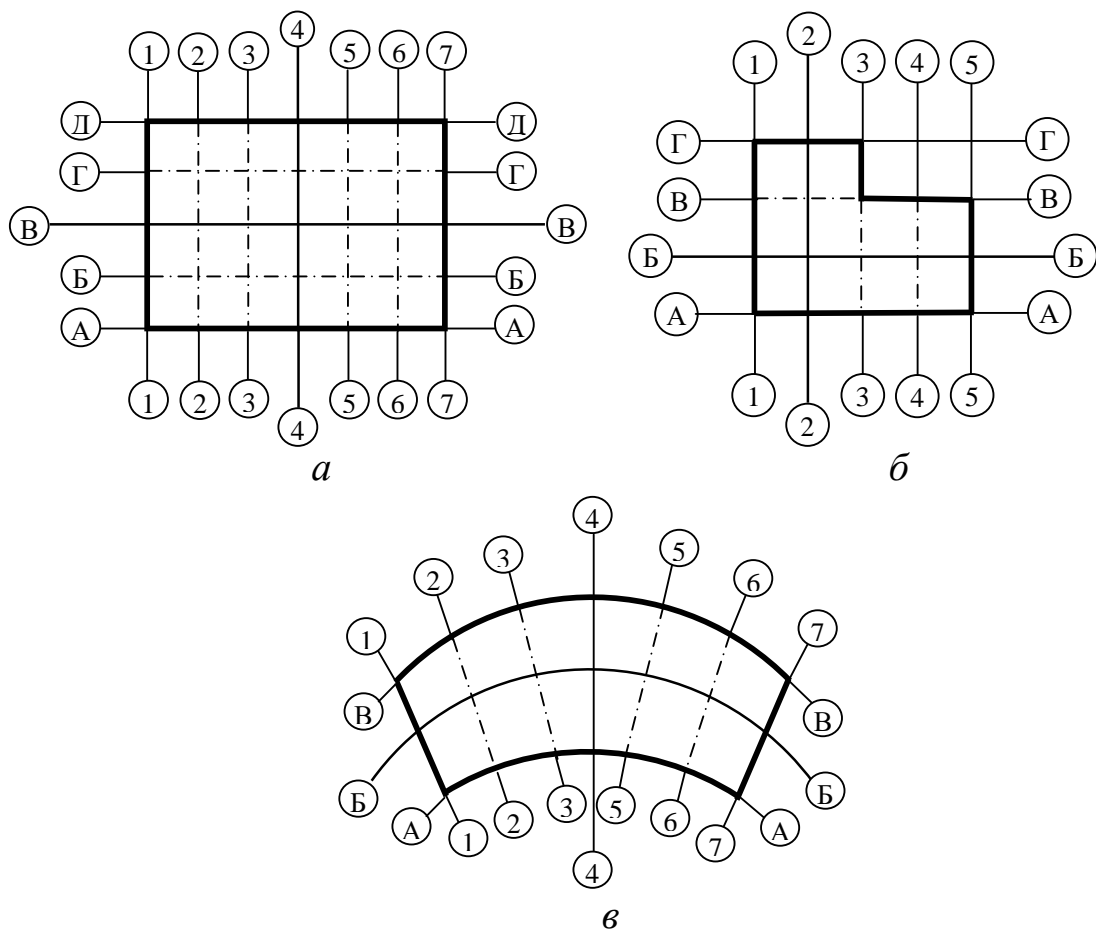


Рис. 4.3. Схеми розмічування осей споруд: *а* – прямокутна будівля; *б* – Г-подібна будівля; *в* – криволінійна будівля

**Головними осями** називаються дві взаємно перпендикулярні осі, відносно яких будинок або споруда розміщується симетрично ( $B - B$ ,  $4 - 4$  на рис. 4.3, *а*;  $B - B$ ,  $2-2$  на рис.4.3, *б* та  $B - B$ ,  $4 - 4$  на рис. 4.3,*в*). Головні осі, як правило, розмічають при зведенні великих за розмірами будинків і споруд.

**Основними осями** називаються осі, які проходять по контуру будинків та споруд. На рис. 4.3, *а* поздовжні основні осі  $A-A$ ,  $Д-Д$ , і поперечні  $1-1$ ,  $7-7$ ; на рис. 4.3, *б* відповідно  $A-A$ ,  $B-B$ ,  $Г-Г$  і  $1-1$ ,  $3-3$ ,  $5-5$  та на рис. 4.3,*в*  $A - A$ ,  $B - B$ ;  $1- 1$ ,  $7 - 7$ .

**Детальними, або проміжними осями** називають усі інші осі, які визначають планове положення окремих елементів конструкцій споруди. Це осі  $B-B$ ,  $Г-Г$ ,  $2-2$ ,  $3-3$ ,  $5-5$ ,  $6-6$  на рис. 4.3, *а* і т.д.

Головні, основні та детальні осі проходять по краю або центру будівельних конструкцій. В процесі будівельних робіт вони закриваються. Тому монтаж елементів будівельних конструкцій виконують відносно **монтажних осей**.

Монтажні осі проходять паралельно поздовжнім та поперечним осям на відстані 100 мм від площини конструкції. Їх розмічають безпосередньо на кожному монтажному горизонті під кожний елемент конструкції.

Для лінійних споруд (доріг, каналів, водопроводів, каналізації, газопроводів тощо) проектують поздовжні осі чи осі трас цих споруд.

На забудованій території осі будинків та споруд розмічають відносно **червоних ліній** (рис. 4.4).

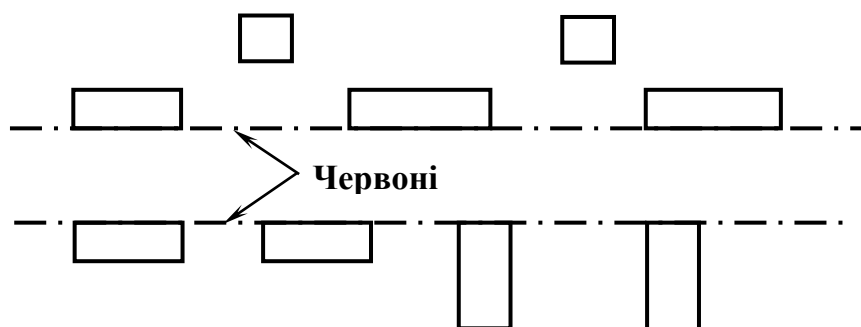


Рис. 4.4. Схема розміщення червоних ліній

**Червоною лінією** називається лінія, яка проходить по зовнішній стороні фасадів будинків, обернених до проїзної частини (вулиці).

Відносно червоної лінії фасади будинків можна зміщувати лише всередину території кварталів, але вони не можуть виступати за неї в бік проїзної частини. Розміщення червоної лінії встановлюється архітектором проекту або відповідними архітектурними службами міста і відображається на генплані.

Винесені на місцевості головні чи основні осі закріплюють постійними знаками: по два знаки з кожного боку.

При зведенні каркасних будинків, промислових споруд з колонами монтажні осі збігаються з осями їх елементів. Так, при монтажі колон монтажні осі збігаються з осями їх симетрії.

Для спрощення проектування і зведення споруд відстані по висоті (вертикалі) розраховують в умовній системі висот. За початок відліку беруть **нульовий горизонт**. Нульовим горизонтом є проектний рівень частини споруди, від якого ведуть відлік висот усіх її елементів. Як правило, за нульовий горизонт беруть позначку чистої підлоги першого поверху споруди, позначку головки рейки залізничної колії, розміщеної на осі головного будинку станції, рівень планування та ін.

Система відліку положення елементів конструкції по висоті спрощується. Елементи, що знаходяться нижче умовного нульового горизонту беруть зі знаком мінус (–), а вище – плюс (+). При проектуванні та зведенні споруди досить легко обчислити глибину закладання фундаментів, висоту віконних та дверних отворів, монтажних перекриттів та ін..

На місцевості поблизу споруди розмічають і закріплюють точку на висоті нульового горизонту. Її називають **будівельним нулем**. Це значно спрощує подальші розмічування і встановлення елементів конструкцій на висоті.

Будівельний нуль закріплюють дерев'яними та бетонними стовпами, цвяхами, підфарбованими рисками на стінах існуючих

будинків та ін. Позначка верху знака повинна дорівнювати позначці нульового горизонту (рис. 4.5).

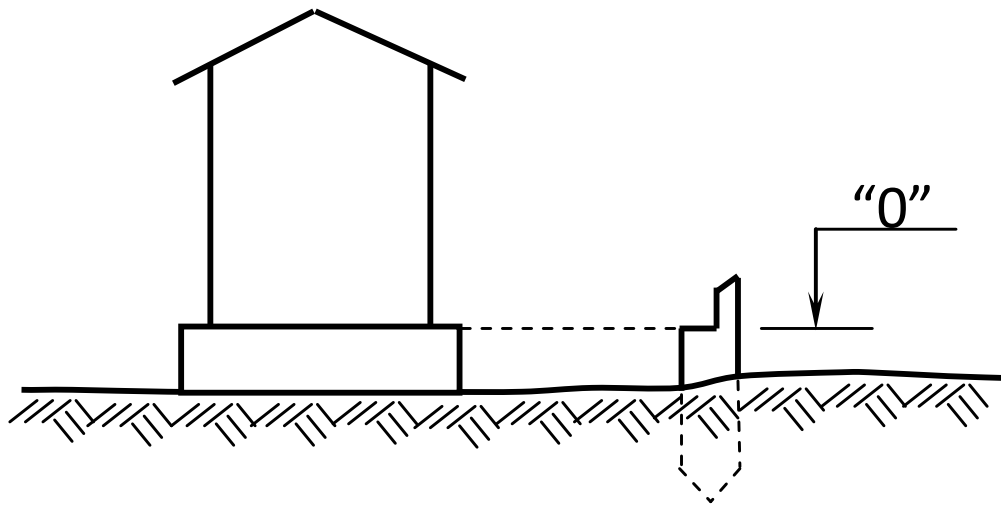


Рис. 4.5. Схема закріплення будівельного нуля

На зведених частинах споруд (стіна, колона) висоту будівельного нуля помічають фарбою.

При зведенні багатопверхових будинків і споруд користуються позначками **монтажних горизонтів**.

**Монтажним горизонтом** називають умовну площину на рівні низу елементів конструкцій, що монтуються. Як правило, це відповідає верхній позначці перекриття певного поверху споруди (наприклад горизонт монтажу колон, панелей, тощо).

Для встановлення елементів конструкцій по висоті на кожному монтажному горизонті закріплюють висотні маяки. **Висотним маяком** називають точку з максимальною позначкою в межах монтажного горизонту.

Для визначення позначки маяка від будівельного нуля спочатку визначають позначку монтажного горизонту. Потім способом геометричного нівелювання відшуковують найвищу точку в межах монтажного горизонту. Вона і буде визначати висоту маяка на монтажному горизонті. Низ усіх елементів конструкцій встановлюють відносно позначки висотного маяка.

#### § 4.4. Геодезична будівельна сітка

Для винесення на місцевість комплексу інженерних промислових споруд, мікрорайонів на незабудованій відкритій місцевості будують геодезичну мережу у вигляді правильних прямокутників або квадратів.

При цьому для спрощення розрахунків при виконанні розмічувальних робіт напрямки координатних осей визначають в умовній будівельній системі координат і приймають строго паралельними напрямку головних і основних осей споруд та осей проїздів.

За початок умовної системи координат вибирають південно-західний кут за межами майданчика так, щоб координати точок будівельної сітки виражались додатними значеннями абсцис  $X$  та ординат  $Y$ .

Вершини координат будівельної сітки закріплюють постійними бетонними монолітами з металевими пластинами у верхній частині розміром приблизно 20x20 см на глибину 0,5 м нижче глибини промерзання ґрунту.

Система закріплених пунктів у вершинах квадратів або прямокутників з визначеними координатами опорних точок називається **будівельною сіткою** (рис.4.6). Вона служить основою для перенесення на місцевість проектів інженерних споруд.

Будівельна сітка одночасно служить геодезичною основою для виконання виконавчих знімань зведених споруд. Як знімальна основа по точності, вона повинна задовольняти точність виконавчого знімання в масштабі 1:500, а як розмічувальна основа (мережа) – вимогам точності перенесення на місцевість осей споруд.

Відповідно, похибки в положенні пунктів будівельної сітки як основа для знімання в масштабі 1:500 відносно вихідних пунктів державної геодезичної мережі не повинні перевищувати похибки

$$\Delta = t \cdot M = 0,2 \text{ мм} \cdot 500 = 10 \text{ см}$$

Для розмічувальної мережі важливо витримати точність взаємного положення сусідніх (суміжних) пунктів будівельної сітки. При наявності технологічних зв'язків між спорудами сучасних промислових підприємств вона повинна забезпечувати повну механізацію і автоматизацію виробничих процесів (міжцехові комунікації, дотримання вимог взаємозамінності при укрупненні конструкцій та ін.). Практикою встановлено, що точність розмічування вихідних осей споруд не повинна перевищувати похибки  $\pm 2$  см в положенні суміжних пунктів будівельної сітки зі сторонами 200 м. Тобто лінійні вимірювання між пунктами будівельної сітки повинні складати відносну похибку не менше 1:10000, а прямі кути повинні бути побудовані з точністю  $\pm 20''$ .

Похибки перевищень між суміжними пунктами будівельної сітки не повинні перевищувати 2-3 мм, а граничні похибки в позначках реперів, найбільш віддалених від основних ходів III класу – не більше  $\pm 30$  мм [21].

Будівельну сітку в плані та по висоті прив'язують до пунктів державної геодезичної мережі, мереж згущення, до пунктів геодезичних мереж, створених при вишукуванні інженерних споруд.

Роботи по створенню будівельної сітки виконують у такій послідовності:

**1. Проектування будівельної сітки.** Проект сітки розробляють на генплані інженерних споруд. Напрямки сторін сітки проектують строго паралельно осям будинків, споруд та проїздів. Найбільш оптимальна довжина квадратів сторін сітки дорівнює 200 м або 100 м. Для зручності розмічувальних робіт, в залежності від геометричних параметрів споруд, будівельну сітку можна проектувати у вигляді прямокутників зі сторонами кратними 10 або 20 м.



Пункти будівельної сітки за можливістю розміщують поблизу будинків поза зоною виконання земляних робіт. Їх нумерують в порядку зростання по осі абсцис буквою  $A$ , а по осі ординат – буквою  $B$ . Це означає, що точка  $4A\ 2B$  має координати  $x = 4 \times 100 = 400,00$  м;  $y = 2 \times 100 = 200,00$  м. Букви  $A$  і  $B$  указують напрям осей координат будівельної сітки (рис.4.6).

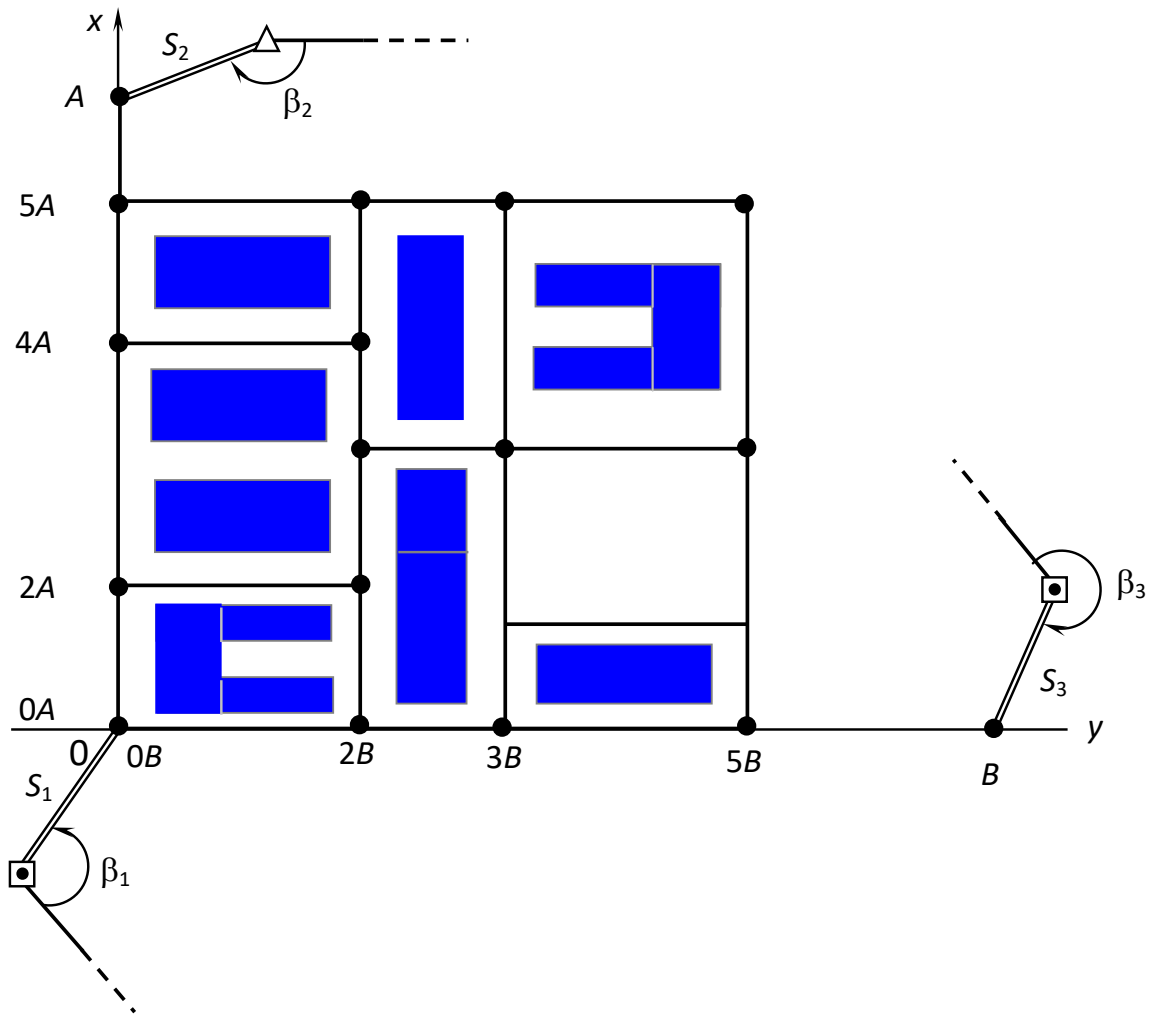


Рис. 4.6. Схема будівельної сітки

**2. Перенесення на місцевість вихідних координатних осей.** Якщо поблизу будівельного майданчика є існуючі інженерні споруди, автомобільні чи залізничні шляхи, лінії електропередач та ін. і вони нанесені на генеральному плані, то від осей цих споруд графічно визначають лінії та кути від твердих точок

споруд до точок вихідних напрямів осей  $X$  і  $Y$  будівельної сітки. На місцевості одним із способів (§§ 5.3,5.4) визначають положення точок осей будівельної сітки відносно твердих точок існуючих споруд.

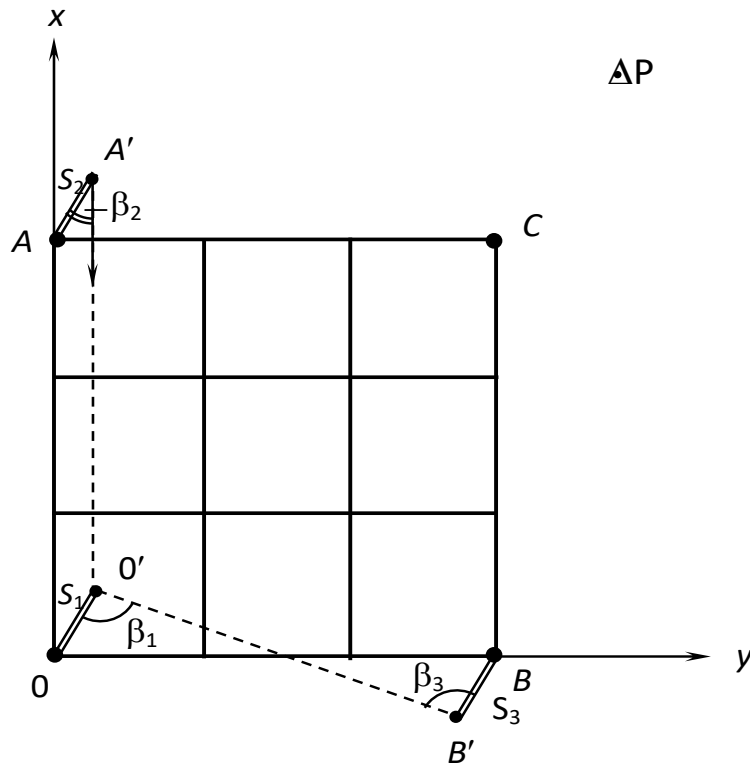
Більш надійно розмічати вихідні напрямки будівельної сітки від пунктів існуючої на будівельному майданчику чи поблизу нього геодезичної мережі (рис. 4.6).

По генплану графічно визначають координати точок  $O$ ,  $A$  і  $B$ , які утворюють прямокутну систему координат по лініям будівельної сітки.

Із розв'язання оберненої геодезичної задачі обчислюють проектні відстані  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$  від вихідних пунктів геодезичної мережі I, II, III до точок на осях сітки  $O$ ,  $A$ ,  $B$  та кути  $\beta_1$ ,  $\beta_2$ ,  $\beta_3$  від вихідних напрямів між пунктами геодезичної мережі і лініями I –  $O$ , II –  $A$  та III –  $B$ .

На місцевості полярним способом (§5.3.2) від пунктів геодезичної мережі I, II, III визначають положення точок  $O$ ,  $A$  і  $B$  та закріплюють їх дерев'яними чи бетонними знаками. Контролюють, щоб кут в точці  $O$  між сторонами будівельної сітки дорівнював  $90^\circ \pm 1'$ . Лінійні вимірювання виконують з точністю 1:1000 – 1:2000.

При наявності GPS-приладів, достатньо поблизу будівельного майданчика мати пункт геодезичної мережі  $P$  (рис. 4.7). На пункті  $P$  встановлюють базовий приймач. Згідно генплану на місцевості, з орієнтацією на існуючі контури місцевості, приблизно намічають точки  $O'$ ,  $A'$  і  $B'$  поблизу кутів будівельної сітки та тимчасово їх закріплюють. Другим GPS- приймачем визначають їх координати відносно базового пункту  $P$ . Аналогічно попередньому випадку розв'язанням обернених геодезичних задач обчислюють елементи редукції  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$  та  $\beta_1$ ,  $\beta_2$ ,  $\beta_3$  і способом полярних координат визначають положення кутових точок будівельної сітки  $O$ ,  $A$ ,  $B$ .



*Рис. 4.7. Схема розмічення осей будівельної сітки GPS- методом*

Для контролю, так само, бажано визначити положення точки С. GPS-метод дозволяє надійно з високою точністю визначити координати кутів будівельної сітки, а потім виконати її детальне розмічування.

Детальне розмічування будівельної сітки. Після закріплення вихідних напрямків  $OA$  і  $OB$  (рис. 4.6) вздовж них по створу виконують детальне розмічування пунктів будівельної сітки згідно запроєктованих довжин сторін прямокутників та квадратів і закріплюють їх постійними знаками.

Існує два способи детального розмічування: осьовий і редукування.

**Осьовий спосіб.** Між закріпленими осями координат  $OA$  та  $OB$  вимірюють кут  $AOB$ . Він повинен відрізнятися від проектного ( $90^\circ$ ) в межах  $\pm 10-15''$ . При необхідності в положення точок  $A$  і  $B$  (рис. 4.6) вводять поправки перпендикулярно до сторін  $OA$  і  $OB$ .

$$\Delta_A = OA \frac{\Delta\beta''}{2\rho''}; \quad \Delta_B = OB \frac{\Delta\beta''}{2\rho''}, \quad (4.1)$$

де  $\Delta\beta = 90 - \beta$  і  $\beta$  – вимірне значення кута АОВ;

$OA$  і  $OB$  – відстані між точками визначають графічно з плану, або обчислюють по координатам точок  $O$ ,  $A$  і  $B$ .

Отримані точки закріплюють. Вподовж ліній  $OA$  і  $OB$  від точки  $O$  за допомогою теодоліта по створу визначають і закріплюють  $2AОВ$ ,  $4AОВ$ ,  $5AОВ$  та  $2BОA$ ,  $3BОA$  і  $5BОA$ . Лінії відкладають за допомогою компарованих і електронних рулеток по створу візирної осі теодоліта. Відхилення довжини ліній від проектних значень не повинно перевищувати 10-15 мм. В довжину ліній вводять поправки за компарування, температуру і нахил місцевості.

В кутових точках  $5AОВ$  і  $5BОA$  будують прямі кути і визначають положення точок по периметру будівельної сітки. В отриманій точці  $5A5B$  контролюють значення кута ( $90^\circ \pm 15''$ ).

**Способом лінійних створних вимірювань (§5)** отримують положення точок всередині будівельної сітки.

По периметру будівельної сітки прокладають полігонометричні ходи, вирівнюють їх і обчислюють остаточні координати постійних пунктів будівельної сітки.

Між відповідними пунктами всередині сітки прокладають розімкнені полігонометричні ходи 2-го порядку і після вирівнювання отримують координати всіх пунктів всередині полігона (будівельної сітки).

В іншому випадку, за допомогою електронних теодолітів і тахеометрів визначають відстані між всіма закріпленими пунктами будівельної сітки та вимірюють кути на всіх пунктах. Отримують лінійно-кутову мережу чотирикутників. Вирівнюють її параметричним способом і отримують координати всіх пунктів будівельної сітки.

Якщо координати відрізняються від проектних значень на 5 см і більше, то при розмічувальних роботах необхідно їх враховувати, що складає труднощі в роботі. Разом з тим неможливо складати розмічувальні креслення споруд до отримання точних координат будівельної сітки.

Ці недоліки можна виключити при розмічуванні будівельної сітки способом редукування.

**Спосіб редукування.** В цьому способі так само, як і в осьовому, спочатку виносять і закріплюють вихідні осі координат  $OA(x)$  та  $OB(y)$ . Аналогічно отримують положення точок сітки по периметру та всередині сітки. Різниця полягає в тому, що кути вимірюють з точністю  $\pm 1'$ , а лінії – з відносною похибкою 1:1000 – 1:2000 мірними стрічками і рулетками. Це значно спрощує процес розмічування положення пунктів будівельної сітки. Отримані точки закріплюють тимчасовими знаками.

По закріпленим точкам будівельної сітки прокладають точні полігонометричні ходи 1-го та 2-го розрядів, або створюють лінійно-кутову мережу чотирикутників без діагоналей. Вирівнюють їх і отримують точні координати тимчасово закріплених пунктів.

В способі редукування необхідно фактичне положення пунктів сітки перемістити в проектне положення (рис. 4.8).

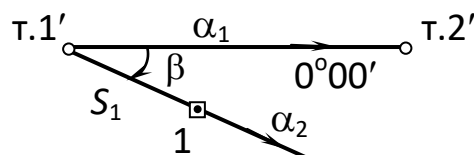
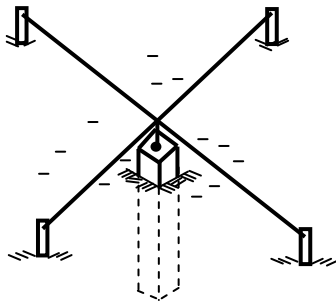


Рис. 4.8. Редукування пункту

При відомих координатах тимчасових пунктів 1', 2' сітки  $(X'_1, Y'_1; X'_2, Y'_2)$  та проектних координатах пункту 1  $(X, Y)$  із розв'язання обернених геодезичних задач визначають дирекціоні кути  $\alpha_1, \alpha_2$  і відстань  $S_1$  та обчислюють кут  $\beta$ .

На місцевості встановлюють теодоліт в точці 1', орієнтують нуль лімба на напрямку лінії 1' – 2' і відкладають кут  $\beta$ . Вподовж отриманого напрямку відкладають відстань  $S_1$  і отримують проектне положення пункту 1. Його закріплюють двома створними лініями (рис. 4.9).



*Рис. 4.9. Схема закріплення пункту будівельної сітки постійним знаком*

На перетині осей закладають бетонний моноліт, орієнтуючи його центр по перетину осей (рис.4.9) Центри пунктів сітки на металевих пластинах позначають кернуванням чи висвердленими отворами.

**Контрольні вимірювання.** Після закріплення і редукування всіх пунктів постійними знаками виконують контрольні вимірювання. Вони призначені перевірити правильність редукування та точність побудови будівельної сітки.

За сучасних можливостей лінії і кути доцільно перевірити електронним тахеометром (теодолітом) з точністю кутових вимірювань 2" – 5", а лінійних 2 – 10 мм.

Контрольні вимірювання можуть бути вибіркові у найбільш слабких місцях будівельної сітки або суцільні. Величина лінійних похибок в сторонах сітки не повинна перевищувати 10 – 15 мм, а в кутах – 10 – 15".

Якщо відхилення допустимі, то при розмічувальних роботах приймають проектні значення сторін, а кути вважають прямими. По

остаточно закріпленим пунктам будівельної сітки прокладають ходи нівелювання III класу з прив'язкою до марок та реперів державної нівелірної мережі. Вирівнюють результати нівелювання і визначають позначки верха пунктів будівельної сітки. Похибки в перевищеннях між суміжними пунктами не повинні перевищувати 2 – 3 мм.

**Згущення будівельної сітки.** В процесі будівництва частина пунктів будівельної сітки може бути знищена, а в деяких місцях виникає потреба встановлення додаткових пунктів.

Для підвищення ефективності будівельної сітки в процесі ведення будівельно-монтажних робіт її по необхідності згущають. З досвіду більш доцільно додаткові пункти розмічати на обочинах заводських доріг, проїздів із врахуванням положення підземних комунікацій.

По додатково закріпленим пунктам будівельної сітки прокладають полігонометричні та нівелірні ходи від існуючих пунктів будівельної сітки. Не виключається закладка настінних знаків в цоколях існуючих будинків.

**Розмічування будівельних сіток на великих майданчиках.** На великих будівельних майданчиках будівельна сітка може створюватись за двома взаємоперпендикулярними осями [52].

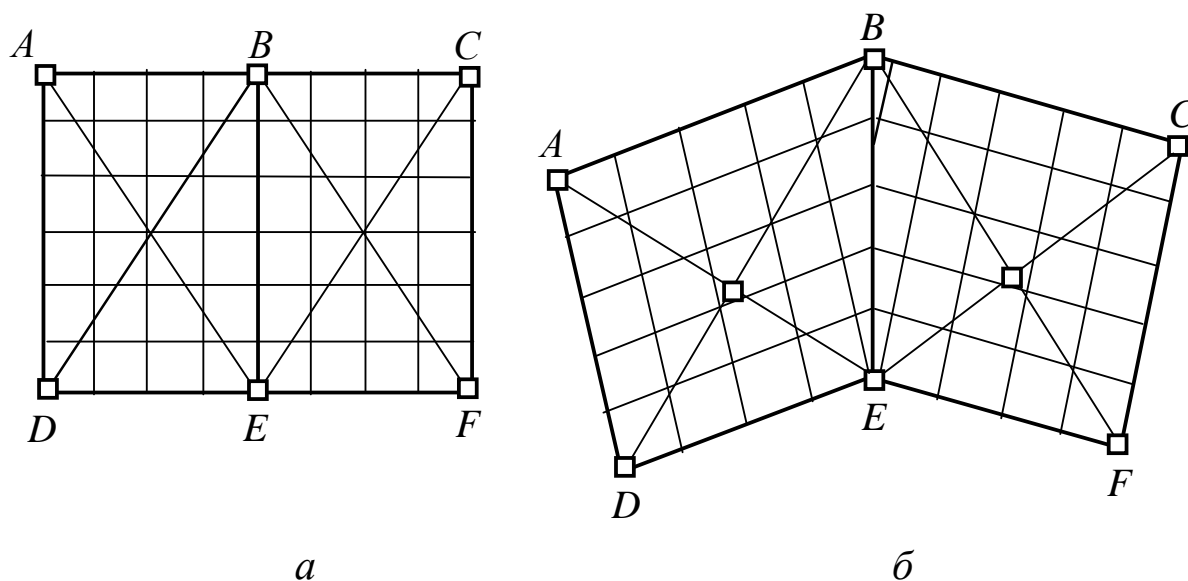


Рис. 4.10. Типи фігур побудови будівельної сітки

В залежності від розмірів конфігурації будівельного майданчика можуть застосовуватися різні форми побудови геодезичних мереж для визначення координат будівельної сітки (рис.4.10).

Так, за напрямом сторін і діагоналей за взаємною видимістю по кутам майданчика в кутах будівельної сітки розміщують вихідні пункти геодезичної мережі  $A, B, C, \dots, F$  (рис. 4.10, *a*).

По пунктах створюють мережі триангуляції із геодезичних чотирикутників (рис. 4.10,*a*), центральних систем (рис. 4.10,*б*), можуть бути створені ряди трикутників триангуляції чи трилатерації. За результатами вимірювань виконують вирівнювання, визначають координати вихідних пунктів  $A, B, \dots, F$ . По інших точках будівельної сітки між отриманими пунктами прокладають полігонометричні ходи I-го та II-го розрядів і обчислюють координати всіх пунктів будівельної сітки.

В зв'язку з широким впровадженням електронних тахеометрів високої точності доцільно між вихідними пунктами  $A, B, \dots, F$  прокласти систему полігонометричних ходів I-го розряду. За результатами вирівнювання визначити їх координати. Далі прокладають від вихідних пунктів ходи полігонометрії II-го розряду і за результатами вирівнювання отримують координати всіх пунктів будівельної сітки.

Відомо, що похибка положення суміжних пунктів будівельної сітки на відстані 200 м не повинна перевищувати  $\Delta_x = \Delta_y = 2$  см. Тоді вектор похибки в положенні пункту сітки складе

$$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2} = \sqrt{20^2 + 20^2} = \sqrt{800} = 28 \text{ мм.}$$

При використанні електронних тахеометрів для витягнутого ходу середня квадратична похибка  $M$  в положенні кінцевої точки визначається за формулою



$$M^2 = m_s^2 n + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} S^2 \frac{n+3}{12}. \quad (4.2)$$

При довірчій імовірності 0,95 параметр  $t = 2,5$ . Тоді для суміжних пунктів  $\Delta = tM$  чи  $M = \frac{\Delta}{2,5} = \frac{28}{2,5} = 11$  мм.

Для суміжних пунктів в формулі (4.2)  $n = 1$ ;  $S = 200$  м. За принципом рівного впливу лінійних та кутових вимірів маємо

$$m_s^2 = \frac{m_\beta^2}{\rho^2} S^2 \frac{1}{3} = m_0^2, \quad (4.3)$$

Тоді  $M^2 = 2m_0^2$ , або  $m_0 = \frac{M}{\sqrt{2}} = \frac{11}{1,4} = 7,9$  мм.

Із формули 4.3 отримаємо:

- середню квадратичну похибку лінійних вимірювань  
 $m_s = m_0 = 7,9$  мм;
- середню квадратичну похибку кутових вимірювань

$$m_\beta = \frac{\sqrt{3}m_0\rho}{L} = \frac{1,7 \cdot 7,9 \cdot 200000}{200000} = 12",4.$$

Таким чином, для прокладання ходів по пунктах будівельної сітки слід використовувати електронні теодоліти і тахеометри, в яких лінійні похибки не перевищують 8 мм, а кутові 10".

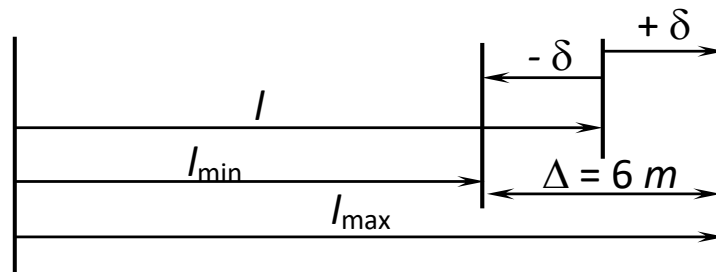
#### **§ 4.5. Система забезпечення геометричних параметрів у будівництві**

Індустріальні методи зведення інженерних споруд вимагають взаємозамінності однотипних елементів конструкцій споруди. Це означає, що будь-яка деталь, взята з будь-якої партії однотипних будівельних елементів (панель, колона, плита перекриття та ін.) встановлюється у проектне положення в межах заданих допусків і без будь-якої підгонки чи пригонки за місцем.

Необхідною умовою взаємозамінності є забезпечення необхідної точності: **виготовлення елементів споруд, виконання геодезичних розмічувальних і монтажних робіт.** Практично всі ці види робіт виконуються з похибками.

Взаємозамінність забезпечується за умови дотримання встановлених проектом допусків на виготовлення, розмічування і монтаж елементів будівельних конструкцій. Величини допусків на окремі технологічні операції визначають шляхом оброблення результатів експериментів або теоретичних розрахунків.

Державними будівельними нормами встановлено, що повна взаємозамінність забезпечується, коли 99,73% елементів встановлюється у проектне положення. Це означає, що із 10000 елементів 9973 будуть встановлені у проектне положення без підгонки. На рис. 4.11 графічно показано допуск  $\Delta$  на розмір будівельного елемента  $l$ .



**Рис. 4.11. Графічне зображення допуску:**

$l$  – номінальний розмір елемента

При встановленій довірчій імовірності  $p = 0,9973$  отримаємо:

- поле допуску:

$$\Delta = 6\text{ m}; \quad (4.4)$$

- граничне відхилення:

$$\delta = \Delta/2 = 3\text{ m}; \quad (4.5)$$

- можливі мінімальний та максимальний розміри елемента

$$l_{\min} = l - \delta = l - 3m; \quad (4.6)$$

$$l_{\max} = l + \delta = l + 3m, \quad (4.7)$$

де  $m$  – середня квадратична похибка.

Для забезпечення взаємозамінності елементів у будівництві розробляють нормативи точності для всіх технологічних операцій: виготовлення елементів, геодезичних розмічувальних робіт і монтажних робіт.

За роки перебудови в Україні не в повному обсязі створені державні стандарти із забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Згідно з постановою Верховної Ради України від 12 вересня 1991 р. № 1545-ХІІ “Про порядок тимчасової дії на території України окремих актів законодавства СРСР” діючими залишаються постанови Ради міністрів СРСР та УРСР щодо організації робіт у галузі стандартизації, метрології, сертифікації та якості продукції. Тому на території України державні стандарти СРСР, галузеві та республіканські стандарти, технічні умови, будівельні норми та інші нормативно-технічні документи вважаються чинними [ 50 ].

Нині в Україні розроблена “Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві”, настанова “Виконання вимірювань, розрахунок точності та контроль точності геометричних параметрів” ДСТУ-Н Б В.1.3 – 1:2009.

При розробці проектів інженерних споруд на кресленнях показують **номінальні (проектні) розміри**. Практично при виготовленні, розмічуванні та монтажі виникають відхилення від номінальних розмірів. Виміряні розміри називають **дійсними розмірами**. Таким чином, точність характеризує ступінь наближення дійсних розмірів до номінальних.

Точність геометричних параметрів у будівництві визначають функціональними та технологічними допусками.

**Функціональний допуск** регламентує точність зібраної конструкції за умов забезпечення її функціональних потреб.

**Технологічний допуск** встановлює точність виконання окремого технологічного процесу.

Система допусків у будівництві створена за принципом групування в класи точності. **Клас точності** містить сукупність значень технологічних допусків для номінальних значень геометричних параметрів.

Згідно з ДСТУ-Н Б В.1.3 – 1:2009 величина технологічного допуску обчислюється за формулою

$$\Delta = iK, \quad (4.8)$$

де  $i$  – одиниця допуску;

$K$  – коефіцієнт точності.

Одиниця допуску  $i$  визначається залежно від розміру параметрів, виду його (дефекту), методів виконання геодезичних і монтажних робіт.

Коефіцієнт точності  $K$  встановлює число одиниць допуску  $i$  в даному класі точності. Технологічні допуски, обчислені за формулою (4.8) визначені в ДСТУ-Н Б В.1.3 – 1:2009 не для кожного розміру, а для певних інтервалів геометричних параметрів.

Згідно з “Системою забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві” розроблені нормативи на технологічні допуски для окремих технологічних параметрів: виготовлення елементів конструкцій; виконання геодезичних та монтажних робіт.

**1. Допуски виготовлення.** Точність лінійних розмірів та стану поверхні (шорсткості) залізобетонних конструкцій залежить

від точності розмірів і шорсткості форм, в яких вони виготовляються. Згідно з ДСТУ-Н Б В.1.3 – 1:2009 основними дефектами елементів будівельних конструкцій є:

- спотворення лінійних розмірів;
- відхилення від прямолінійності (шорсткості) поверхні;
- відхилення від площини (викривлення опорних площин, овальність);
- спотворення перпендикулярності поверхонь (клиноподібність);
- перекіс (нерівність діагоналей).

Одиницю допуску на виготовлення обчислюють за формулою

$$i = \alpha_i (0,8 + 0,001\sqrt{L})(\sqrt[3]{L+25} + 0,01\sqrt[3]{L^2}), \quad (4.9)$$

де  $L$  – розмір елемента;

$\alpha$  – коефіцієнт, що залежить від виду дефекту (табл.4.2).

Таблиця 4.2.

**Величини коефіцієнтів  $\alpha$  та  $K$  виготовлення елементів**

Вид дефекту	$\alpha$	$K$ для класів точності								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Спотворення лінійних розмірів	1	0,1	0,16	0,25	0,4	0,6	1,0	1,6	2,5	4,0
Відхилення від прямолінійності та площини, нерівність діагоналей	1	0,25	0,4	0,6	1,0	1,6	2,5	-	-	-
Спотворення перпендикулярності	0,6	0,16	0,25	0,4	0,6	1,0	1,6	2,5	4,0	6,0

Точність лінійних розмірів характеризує точність виготовлення елементів конструкцій за: довжиною, шириною,

товщиною, діаметром і положенням виступів, виїмок, отворів, прорізів, нанесених на елементи орієнтирів (рисок, осей) та ін. Допуски лінійних розмірів мають 9 класів точності для інтервалів до 20–60–120–250–500–1000–16000–2500–4000–8000–16000–25000–40000–60000 мм.

Допуски прямолінійності і площинності мають шість класів точності для інтервалів до: 1000–1600–2500–4000–8000–16000–25000–40000–60000 мм.

Перпендикулярність поверхонь характеризують дев'ятьма класами точності для інтервалів до 250–500–1000–1600–2500–4000 мм, а рівність діагоналей шістьма класами з інтервалами до 4000–8000–16000–25000–40000–60000 мм.

Величину допуску обчислюють за формулами (4,8; 4,9) та таблицею 4.2. Розмір елемента  $L$  прирівнюють до середнього значення вказаних інтервалів.

*Приклад.* Якщо елемент довжиною 6500 мм виготовлено за 5-м класом точності, то він знаходиться в інтервалі 4000–8000 і тому  $L = 6000$ . Згідно таблиці 4.2 для 5-го класу точності  $K = 0,6$ , а  $\alpha = 1,0$ . Обчислимо:

– одиницю допуску за формулою (4.9)

$$i = \alpha_i (0,8 + 0,001\sqrt{6000})(\sqrt[3]{6000} + 25 + 0,01\sqrt[3]{6000^2}) = 18,9 \text{ мм};$$

– поле допуску за формулою (4.8)

$$\Delta = K \cdot i = 0,6 \cdot 18,9 = 11,5 \text{ мм}.$$

Граничні значення довжини будівельного елемента за формулами (4.5; 4.6; 4.7):

$$l_{\min} = l - \delta = 6500 - 9,4 = 6490,6 \text{ мм};$$

$$l_{\max} = l + \delta = 6500 + 9,4 = 6509,4 \text{ мм}.$$

**2. Допуски геодезичних розмічувальних робіт.** Згідно з ДСТУ-Н Б В.1.3–1:2009 встановлюються допуски залежно від виду геодезичних робіт: а) розмічування точок і осей у плані; б) передача точок і осей по вертикалі; в) розмічування створних

точок; г) розмічування висотних позначок на відстані  $L$ ; д) передача висотних позначок по вертикалі  $H$ ; е) розмічування взаємно перпендикулярних осей.

Одиниця допуску обчислюється за формулою

$$i = \alpha \cdot L; \quad (4.10)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, що залежить від виду розмічувальних робіт;

$L$  – довжина (або висота  $H$ ) розмічування (передачі,) м.

У табл. 4.3 наведено значення коефіцієнтів  $K$  і  $\alpha$  для визначених стандартом 6 класів точності.

Таблиця 4.3.

**Значення коефіцієнтів  $K$  і  $\alpha$  для геодезичних  
розмічувальних робіт**

Показники	Клас точності					
	1	2	3	4	5	6
Вид розмічування	а	б	в	г	д	е
Коефіцієнт $K$	0,25	0,4	0,6	1,0	1,6	2,5
Коефіцієнт $\alpha$	1,0	0,4	0,25	0,6	0,25	0,4

Обчислення допусків  $\Delta$  для розмічування точок і осей у плані, по вертикалі, і передачі висотних позначок встановлено для інтервалів до 2500–4000–8000–16000–25000–40000–60000–100000–160000 мм. При розмічуванні створних точок – відповідно для інтервалів до 4000–8000–16000– 25000–40000–60000–100000; а для розмічування перпендикулярності осей – до 8000–16000–25000 – 40000–60000–100000–160000.

**Приклад.** Якщо від вихідного пункту геодезичної основи на відстані  $d = 35$  м винесено точку осі споруди в плані і передано її по вертикалі на 10-й поверх, то за наведеними формулами і таблицею 4.3 отримаємо:

а) для розмічування точки в плані ( $L = 32,5$  м для інтервалу 25000 – 40000)

– одиниця допуску:

$$i = \alpha \cdot L = 1,0 \cdot 32,5 = 32,5 \text{ мм};$$

– допуск:

$$\Delta = K \cdot i = 0,6 \cdot 32,5 = 19,5 \text{ мм};$$

б) для передачі точки по вертикалі на висоту  $H = K \cdot h = 10 \times 3 = 30\text{м}$ , тоді для інтервала 25000 – 40000 Н = 32,5 м

– одиниця допуску

$$i = \alpha \cdot L = \alpha H = 0,4 \cdot 32,5 = 13 \text{ мм};$$

– допуск

$$\Delta = K \cdot i = 0,6 \cdot 13 = 7,8 \text{ мм}.$$

**3. Допуски будівельно-монтажних робіт.** Монтаж будівельних елементів виконують суміщенням їх у плані та за висотою відносно точок ліній або площин, що винесені на поверхні будівельних конструкцій при виконанні геодезичних розмічувальних робіт.

ДСТУ-Н Б В.1.3–1:2009 встановлює два види монтажних допусків:

1) на суміщення орієнтирів (рисок на вихідній поверхні та на елементі);

2) на симетричність взаємного встановлення вихідного і монтажного елементів.

Одиниця допуску  $i$  розраховується за формулою (4.9), а величина допуску  $\Delta$  – за формулою (4.8). Стандартом встановлено шість класів точності для монтажних робіт. Значення коефіцієнтів  $K$  та  $\alpha$  наведені в таблиці 4.4.

Таблиця 4.4.

**Значення коефіцієнтів  $K$  та  $\alpha$  для монтажних робіт**

Клас точності	1	2	3	4	5	6
Коефіцієнт $K$	0,25	0,4	0,6	1,0	1,6	2,5

*Примітка.* При суміщенні орієнтирів для всіх класів точності  $\alpha = 1,6$ ; для симетричності встановлення  $\alpha = 0,6$ .



При суміщенні орієнтирів допуски розраховують для інтервалів до 120 – 250 – 500 – 1000 – 1600 мм; а для симетричності встановлення – до 2500–4000–8000–16000–25000–40000–60000 мм.

Симетричність монтажу елементів передбачає варіанти суміщення осей симетрії двох конструкцій, осей конструкції з віссю створу, осей двох створів як з перекриттями, так і з щілинами.

Наведені допуски будівельно-монтажних робіт характеризують точність монтажу елементів після їх закріплення. При тимчасовому закріпленні, залежно від способу кріплення, точність монтажу потрібно брати на 1–2 класи вищою.

**4. Норми точності виконання геодезичних розмічувальних робіт в період будівництва.** Геодезичні розмічувальні роботи у процесі будівництва повинні забезпечувати винесення в натуру від пунктів геодезичної розмічувальної основи (шляхом геодезичних обчислень, побудов та вимірів) осей і позначок, які визначають відповідність проекту положення в плані та за висотою всіх конструкцій, частин і елементів будівель та споруд.

Точність геодезичних розмічувальних робіт встановлюється залежно від кількості етапів, висоти споруд та їх конструкцій, способів виконаних з'єднань, сполучень і вузлів згідно з будівельними нормами і правилами, наведеними в таблиці 4.5.

Для переходу до величин допусків користуються формулою (4.11). Практично під час виконання розмічувальних робіт зручніше користуватись граничним відхиленням

$$\delta = \pm tm, \quad (4.11)$$

де  $m$  – середня квадратична похибка, що вибирається з табл. 4.5;  
 $t$  – параметр, що вибирається з таблиць функції Лапласа і для заданих довірчих імовірностей  $p$  дорівнює: при  $p = 0,9973$ ,  $t = 3$ ; при  $p = 0,95$ ,  $t = 2,5$  та при  $p = 0,90$ ,  $t = 2$ .

Таблиця 4.5.

**Норми точності геодезичних розмічувальних робіт  
у процесі будівництва**

Характеристика будівель, споруд, будівельних конструкцій	Середні квадратичні похибки побудови зовнішньої і внутрішньої геодезичних розмічувальних мереж будинку (споруди) й інших розмічувальних робіт, не більше				
	лінійні вимірювання	кутові вимірювання	нівелювання на станції на вихідному та монтажному горизонтах, мм	передача позначок на монтажний горизонт відносно вихідного, мм	передача точок осей по вертикалі, мм
1	2	3	4	5	6
Металеві конструкції з фрезерованими контактними поверхнями; збірні залізобетонні конструкції, які монтується методом самофіксації у вузлах; будівлі та споруди висотою понад 100м або із прогонами від 30м до 36м	1 мм для $L$ до 15м, $\frac{L}{15000}$ для $L$ понад 15м	5"	1	$2 + 10 \times H$	$1 + 2 \times H$
Будинки вищі ніж 15 поверхів; будівлі та споруди висотою від 7,3м до 100м або із прогонами від 18 до 30 м	2 мм для $L$ до 20м, $\frac{L}{10000}$ для $L$ понад 20м	10"	2	$4 + 15 \times H$	$2 + 3 \times H$
Будинки до 15-ти поверхів; будівлі та споруди висотою до 73,5м або з прогонами від 6 м до 18м	3 мм для $L$ до 15м, $\frac{L}{5000}$ для $L$ понад 15м	15"	3,0	$6 + 20 \times H$	$3 + 5 \times H$

Закінчення таблиці 4.5.

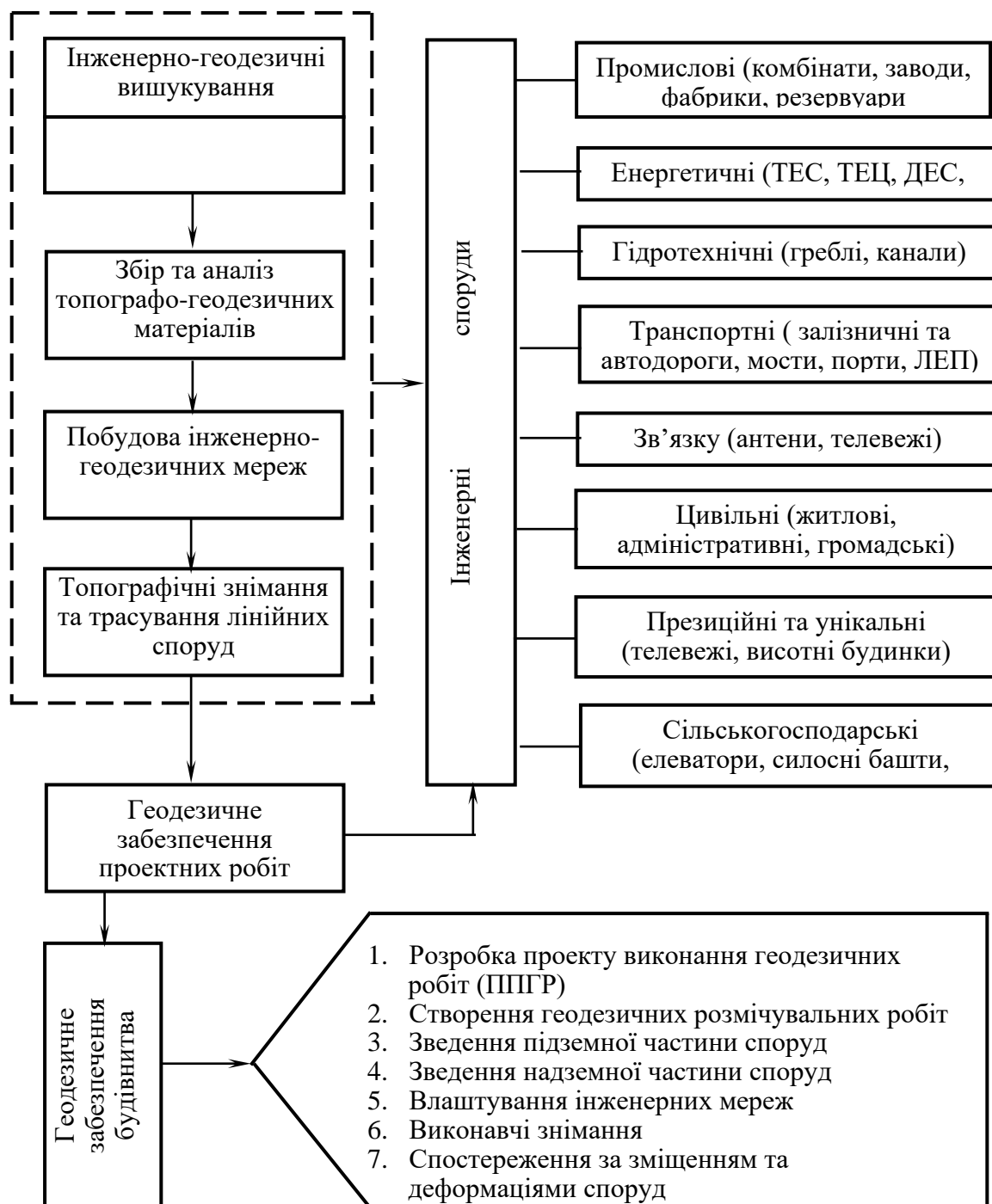
1	2	3	4	5	6
Будинки до 5-ти поверхів; будівлі та споруди висотою до 15 м	4 мм для $L$ до 20м, $\frac{L}{5000}$ для $L$ понад 20м	30"	5	$10 + 50 \times H$	$5 + 10 \times H$
<p><b>Примітка 1.</b> Величини середніх квадратичних похибок (колонки 2-4) призначаються залежно від наявності однієї з характеристик, що зазначені в колонці 1; при наявності двох і більше характерних величин середніх квадратичних похибок призначаються за тією характеристикою, якій відповідає вища точність.</p> <p><b>Примітка 2.</b> Точність геодезичних побудов при будівництві висотних, експериментальних, унікальних і складних об'єктів і монтажі фундаментів технологічного устаткування треба визначати розрахунками на основі спеціальних технічних умов і з урахуванням особливих вимог до допусків, що передбачаються проектом.</p> <p><b>Примітка 3.</b> <math>H</math> – різниця позначок двох будь-яких монтажних горизонтів виражена в сотнях метрів (<math>100\text{м} = 1</math>).</p>					

При зведенні унікальних конструктивно складних споруд, монтажі технологічного устаткування точність та методику геодезичних розмічувальних робіт визначають спеціальними розрахунками при розробці проекту виконання геодезичних робіт (ПВГР) (§ 4.8).

Точність геодезичних розмічувальних робіт при монтажі технологічного устаткування повинна забезпечити дотримання допусків, передбачених технічними умовами на монтаж.

Результати геодезичних розмічувальних робіт повинні фіксуватись на кожній ділянці будівельних робіт і кожному монтажному горизонту безпосередньо на робочих кресленнях, які використовувались при розмічуванні чи шляхом складання схем закріплення осей і позначок.

Інженерно-геодезичні роботи в будівельному виробництві складають єдиний процес вишукувань, проектування, виконання геодезичних робіт при зведенні, експлуатації і реконструкції інженерних споруд.



**Рис. 4.12. Технологічна схема геодезичного забезпечення будівельного виробництва**

Вишукування, проектування та зведення споруд виконується за єдиними технологічними та державними будівельними нормами (ДБН), які розробляються на сучасному рівні науково-технічного прогресу з врахуванням передових досягнень науки і техніки (рис. 4.12). Вони постійно оновлюються і наводяться в будівельних нормах і правилах, обов'язкових для підприємств і організацій.

## § 4.6. Теорія розмірних ланцюгів

Точність виконання інженерно-геодезичних робіт регламентується державними будівельними нормами та системою забезпечення точності геометричних параметрів в будівництві (§ 4.5).

Геодезичні роботи складають єдиний технологічний процес будівельно-монтажних робіт при зведенні інженерних споруд.

Високий рівень індустріалізації перетворив будівельне виробництво в безперервний поточний процес монтажу будинків і споруд із елементів заводського виготовлення.

Надійність зведених споруд залежить від дотримання геометричних параметрів споруди згідно проекту. На їх точність та точність монтажу елементів і вузлів конструкцій впливають похибки всіх технологічних процесів:

- виготовлення елементів будівельних конструкцій ( $m_b$ );
- геодезичних розмічувальних робіт ( $m_p$ );
- монтажних робіт ( $m_m$ );
- контрольно-монтажних геодезичних вимірів ( $m_k$ ).

Тому, при розробці проектів інженерних споруд досить важливо визначати оптимальні допуски на всі технологічні процеси.

Розміри елементів і конструкцій на робочих кресленнях інженерних споруд взаємопов'язані. Технологічно на кресленнях завжди можна визначити сполучення елементів конструкцій, які утворюють певний геометричний параметр споруди уздовж напрямку, в плані, по висоті та в просторі конструкції споруди.

**Замкнений контур взаємопов'язаних розмірів частин споруди називають розмірним ланцюгом.**

Кожен із розмірів розмірного ланцюга називають ланкою. В залежності від послідовності монтажних робіт розрізняють ланки:

- 1) вихідні, – які монтують першими в розмірному ланцюзі;
- 2) замикаючі (кінцеві), – які в процесі монтажних робіт реалізуються останніми;
- 3) складові – між вихідною і замикаючою ланкою.

Похибки технологічних процесів можуть мати різні закони розподілу, що впливають на методику розрахунку точності розмірних ланцюгів. За результатами експериментальних досліджень (Ситніка В. С., Чмчяна Т. Т., Войтенка С. П.) похибки технологічних процесів переважно підкоряються нормальному закону розподілу. Прийняття такої аксіоми значно спрощує розрахунки точності розмірних ланцюгів.

Похибки технологічних процесів можуть бути одномірними (скалярними) і двомірними (векторними). Ланки розмірних ланцюгів можуть бути лінійними та кутовими, а відповідно, мати лінійні й кутові похибки.

При зведенні панельних, каркасних та промислових споруд завжди на робочих кресленнях можна виділити розмірні ланцюги.

В залежності від конструкції споруди та технології виконання будівельно-монтажних робіт створюються розмірні ланцюги: лінійні, плоскі і просторові, криволінійні (рис. 4.13).

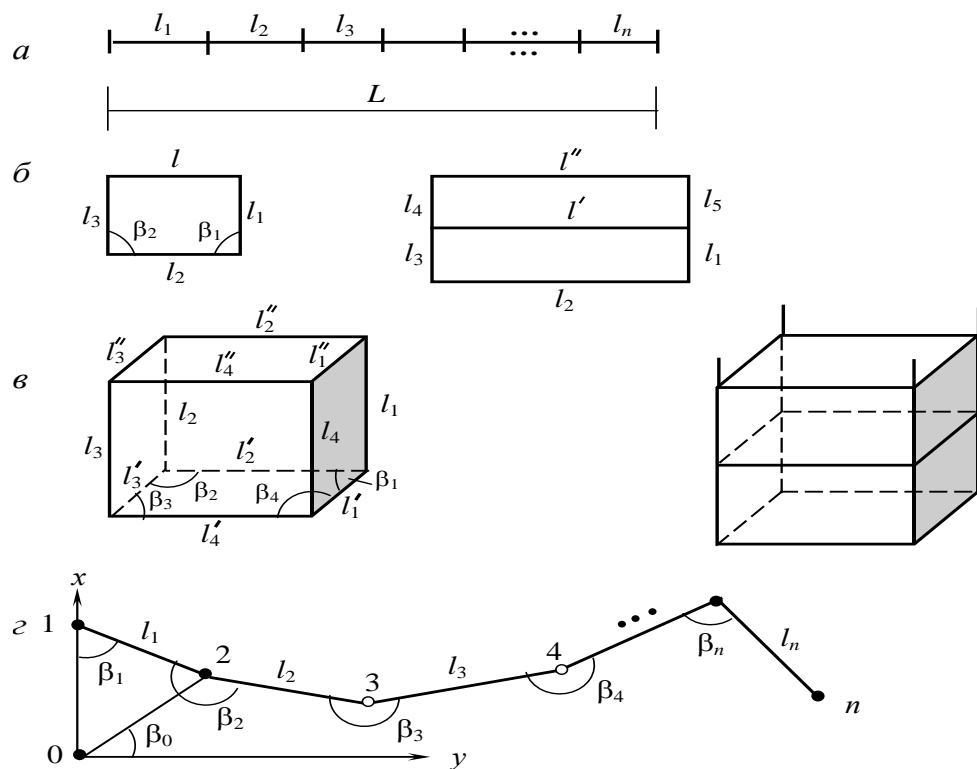


Рис. 4.13. Види розмірних ланцюгів: а – лінійні; б – плоскі; в – просторові; г - криволінійні

При проектуванні для кожної будівельної конструкції складають такі розмірні ланцюги, які технологічно забезпечують проектні геометричні параметри споруди.

Для виконання геодезичних розмічувальних робіт проектують конструктивні розмірні ланцюги, які визначають положення рисок (маяків), відносно яких ведуть монтаж елементів будівельних конструкцій. Вони включають в себе розміри між геометричними осями елементів конструкцій і швів.

#### **§ 4.7. Методи розрахунку точності розмірних ланцюгів**

Індустріальні методи зведення інженерних споруд і монтажу технологічного устаткування вимагають забезпечення **взаємозамінності** елементів і вузлів будівельних конструкцій і технологічного устаткування.

**Взаємозамінність** – це властивість елементів будівельних конструкцій та технологічного устаткування бути встановленим без підгонки в задане проектом місце з точністю, що забезпечує надійне функціонування споруди чи технологічного устаткування.

Тому технологічно точність виконання всіх будівельно-монтажних операцій повинна бути узгоджена з заданою точністю геометричних параметрів інженерних споруд та технологічного устаткування.

Точність окремих технологічних операцій регламентується “Системою забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві”, існуючими державними і відомчими будівельними нормами та ін. (див. § 4.5).

При розробці проектів виконання будівельних робіт і монтажу технологічного устаткування взаємозамінність забезпечується призначенням допусків на всі технологічні процеси. Надійність визначених допусків перевіряється шляхом **розрахунків точності розмірних ланцюгів**. Це особливо стосується високоточних устаткувань і унікальних споруд.

Розрізняють повну взаємозамінність, коли на всіх етапах 100% елементів конструкцій встановлюються в проектне положення.

Однак, такі допуски можуть виявитись надто жорсткими і тому переважно використовують принцип **імовірностної (обмеженої) взаємозамінності**. В будівельно-монтажному виробництві прийнято вважати повною взаємозамінністю, коли ймовірність її виникнення дорівнює  $P = 0,9973$ . Це означає, що 99,73% всіх технологічних процесів будуть задовольняти вимогам взаємозамінності.

Аналізуючи конструктивні рішення проекту споруди, в ній виділяють місця найбільш відповідальних конструкцій і створюють розмірні ланцюги (рис. 4.13). Бажано, щоб вони мали якомога простішу геометричну форму. Тому, розміри ланцюга проектують по окремим напрямкам монтажу елементів конструкцій в різних площинах по осям  $X, Y, H$ .

Розрахунок точності розмірних ланцюгів виконується в такій послідовності:

1. Будується геометричну форму (рис. 4.13) розмірного ланцюга з відображенням всіх ланок (початкової, замикаючої та складових) –  $l_1, l_2, \dots, l_n$ .

2. В залежності від технології виконання монтажних робіт визначають замикаючий ланцюг  $l$  і записують рівняння зв'язку

- для лінійного ланцюга

-

$$l = f(l_1, l_2, \dots, l_n). \quad (4.11)$$

*Зауваження.* Для зручності в підручнику розглянемо найбільш вживанні лінійні геометричні форми розмірних ланцюгів. З розрахунками точності криволінійних, плоских та просторових розмірних ланцюгів можна ознайомитись в [56].

3. Диференціюємо функцію зв'язку і визначаємо дисперсію замикаючої ланки:



- для лінійного ланцюга

$$m_i^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial l_1}\right)^2 m_{l_1}^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial l_2}\right)^2 m_{l_2}^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial l_n}\right)^2 m_{l_n}^2. \quad (4.12)$$

Формула 4.12 використовується для розрахунку точності розмірних ланцюгів.

4. Шляхом логічного аналізу визначають похибки технологічних процесів, які впливають на складові похибки розмірного ланцюга ( $m_i$ ) і виконують остаточні розрахунки.

В залежності від рівня взаємозамінності використовують два методи:

1. **Метод “Максимум-мінімум”** за умовою повної взаємозамінності. Він використовується як повірочний розрахунок. При цьому вважають, що похибки технологічних процесів мають систематичний характер.

Величину допуску окремих технологічних процесів обчислюють через середні квадратичні похибки  $m$  за формулою 4.5, тобто  $\Delta_i = 6m_i$ .

Тоді похибка замикаючої ланки обчислюється за формулою

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_n. \quad (4.13)$$

Метод “максимум-мінімум” в основному використовується при розробці проектів монтажу технологічного устаткування.

Метод «максимум-мінімум» добре враховує можливі систематичні похибки, але не дає уявлення про дію випадкових похибок і приводить до досить жорстких значень на допуски.

2. **Теоретико - ймовірностний метод.** В будівельному виробництві встановлено довірчу ймовірність  $P = 0,9973$ , а це означає, що практично 0,27% монтажних операцій може бути забраковано.

При цьому, дисперсія на замикаючу ланку обчислюється за формулою (4.12) або допуск за формулою

$$\Delta^2 = \Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \dots + \Delta_n^2. \quad (4.14)$$

Теоретико-ймовірностний метод розрахунку вважається строгим і надійно враховує дію випадкових похибок будівельно-монтажних операцій.

При розробці проектів виконання монтажних робіт можуть виконувати *прямий* та *обернений* методи розрахунку точності розмірних ланцюгів.

В **методі прямого розрахунку**, при відомих допусках на окремі технологічні операції  $\Delta_i$ , допуск на замикаючу ланку розраховують за формулою (4.13) в методі «максимума-мінімуму», та за формулою (4.14) – в теоретико-ймовірностному методі.

Якщо задана точність замикаючої ланки, то за **методом оберненого розрахунку** можна визначити похибки окремих технологічних процесів.

Обчислення виконують за принципом рівного впливу похибок всіх технологічних процесів, коли  $\Delta_1 = \Delta_2 = \dots = \Delta_n$ .

В методі “максимума-мініміма” маємо  $\Delta = n \Delta_i$ , або

$$\Delta_i = \frac{\Delta}{n}. \quad (4.15)$$

В теоретико-ймовірностному методі

$$\Delta_1^2 = \Delta_2^2 = \dots = \Delta_n^2, \quad \Delta^2 = n\Delta_i^2, \text{ або}$$

$$\Delta_i = \frac{\Delta}{\sqrt{n}}. \quad (4.16)$$

Практично похибки окремих технологічних процесів мають різні похибки. Тоді застосовують спосіб введення коефіцієнтів співвідношення точності, коли  $\Delta_1 = \Delta_0$ ;  $\Delta_2 = K_1\Delta_0$ ; ...  $\Delta_n = K_{n-1}\Delta_0$ .

В методі “максимума-мінімуму” отримаємо

$$\left. \begin{aligned} \Delta &= \Delta_0 (1 + K_1 + K_2 + \dots + K_{n-1}), \text{ а} \\ \Delta_0 &= \frac{\Delta}{(1 + K_1 + K_2 + \dots + K_{n-1})}. \end{aligned} \right\} \quad (4.17)$$

В теоретико-ймовірностному методі

$$\left. \begin{aligned} \Delta^2 &= \Delta_0^2 (1 + K_1^2 + K_2^2 + \dots + K_{n-1}^2), \text{ а} \\ \Delta_0 &= \frac{\Delta}{\sqrt{1 + K_1^2 + K_2^2 + \dots + K_{n-1}^2}}. \end{aligned} \right\} \quad (4.18)$$

Допуски на окремі технологічні процеси обчислюються за формулою

$$\Delta_i = K_i \Delta_0. \quad (4.19)$$

Коефіцієнти співвідношення точності  $K_i$  визначають експертним шляхом, шляхом аналізу подібних технологічних процесів та по співвідношенню точності технологічних процесів по діючим будівельним нормам і правилам (ДБН).

Обчислені похибки окремих технологічних процесів за формулою 4.19 аналізують і вибирають найбільш оптимальні технології виконання робіт, з точки зору виготовлення, геодезичних розмічувальних та монтажних робіт.

Слід зауважити, що метод “максимума-мінімуму” застосовують при розрахунку розмірних ланцюгів з невеликою кількістю ланок.

В теоретико-ймовірнісному методі слід враховувати кореляційні зв'язки між різними технологічними процесами. Однак, практично їх визначати досить складно і економічно не вигідно. Тому, як правило, при практичних розрахунках розмірних ланцюгів коефіцієнти кореляції не враховують.

**Приклад 1.** Нехай лінійний розмірний ланцюг (рис. 4.13а) має 10 складових ланок. Виконується послідовний монтаж елементів конструкції від 1-ої до 10-ої ланки. Тоді замикаючою ланкою буде  $l_{10}$ . Якщо допуск на монтаж кожної ланки довжиною 4 м дорівнює  $\Delta_i = 10$  мм, то визначимо допуск на розмічування осей розмірного ланцюга  $L$ .

Згідно формули (4.11) рівняння зв'язку буде  $L = l_1 + l_2 + \dots + l_{10}$ .

За формулою (4.13) отримуємо:

- в методі “максимума-мінімуму”

$$\Delta L = \Delta l_1 + \Delta l_2 + \dots + \Delta l_{10},$$

Якщо,  $\Delta l_i = \Delta l_j$  то  $\Delta L = n \Delta l_i$ .

За умовами задачі маємо  $\Delta L = 10 \cdot 10 = 100$  мм.

Середня квадратична похибка розмічування рисок осей буде дорівнювати

$$m_L = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta L}{t} = \frac{100}{2 \cdot 3} \cong 17 \text{ мм.}$$

Середня квадратична відносна похибка лінійних вимірів складе

$$\frac{1}{T} = \frac{m_L}{L} = \frac{17}{40000} = \frac{1}{2350}.$$

- В теоретико-ймовірнісному методі за формулою (4.14) при  $\Delta l_i = \Delta l_j$  отримаємо  $\Delta_L^2 = \Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \dots + \Delta_n^2 = n \Delta_i^2$ ,

або  $\Delta_L = \Delta_i \sqrt{n} = 10 \sqrt{10} = 31$  мм, а  $m_L = \frac{\Delta L}{2 \cdot t} = 5,1$  мм.

Тоді середня квадратична відносна похибка лінійних вимірів при розмічуванні осей складе

$$\frac{1}{T} = \frac{m_L}{L} = \frac{7,3}{40000} = \frac{1}{5400}.$$

Як бачимо, що теоретико-ймовірнісний метод дає більш реальні до практики результати розрахунків.

**Приклад 2.** За умовами задачі прикладу допуск на замикаючу ланку  $\Delta L = 10$  мм,  $n = 10$ . Визначити допуски на складові ланки за принципом рівного впливу.

В методі “максимуму-мінімуму” за формулою (4.15) маємо

$$\Delta_i = \frac{\Delta_L}{n} = \frac{10}{10} = 1 \text{ мм.}$$

В теоретико-ймовірнісному методі за формулою (4.16) маємо

$$\Delta_i = \frac{\Delta_L}{\sqrt{n}} = \frac{10}{\sqrt{10}} = 3 \text{ мм.}$$

За аналізом результатів розрахунків легко бачити, що при прямому розрахунку за методом “максимуму-мінімуму” ми отримуємо широкий допуск на замикаючу ланку, то при оберненому маємо надто жорсткий допуск на складові ланки ( $\Delta_i = 1$  мм).

В той же час теоретико-ймовірнісний метод показує, що в прямому розрахунку, слід витримувати більш жорсткий допуск на замикаючу ланку і в той же час, можна дещо збільшити величину допуску на складові ланки, що більш відповідає практичним потребам.

**Приклад 3.** Виконати теоретико-ймовірнісний розрахунок монтажу підкранових балок промислового цеху (рис.4.14). Відстань між осями колон  $L$  дорівнює 24м, висота колон 12м з параметрами 0,5х0,5м, довжина

підкранової балки 23,90 м, а  $a_1 = a_2 = 0,05\text{м} = 50\text{мм}$ . Виготовлення колон та балки за 5 класом точності, геодезичні монтажні роботи виконано за 3 класом точності.

**Розв'язання.** За геометричною схемою (рис. 4.14) при монтажі балки необхідно дотримуватися зазору  $a_1$  чи  $a_2$ , так, щоб можна було монтувати наступні підкранові балки.

В процесі монтажних робіт впливають похибки:

- на розмір  $L$  – похибки розмічування осі  $L$  ( $\Delta_p$ ) та суміщення риски (грані) колони з розмічувальною рисою вісі  $L$  ( $\Delta_{МК}$ );

- похибка встановлення колон у вертикальне положення ( $\Delta_{ВК}$ );

- похибка виготовлення ( $\Delta_{ІВ}$ ) та монтажу підкранової балки ( $\Delta_{МБ}$ )

За методикою виконання монтажних робіт за замикаючу ланку приймемо зазор  $a_2$ . Рівняння розмірного ланцюга буде

$$a_2 = L - l - a_1.$$

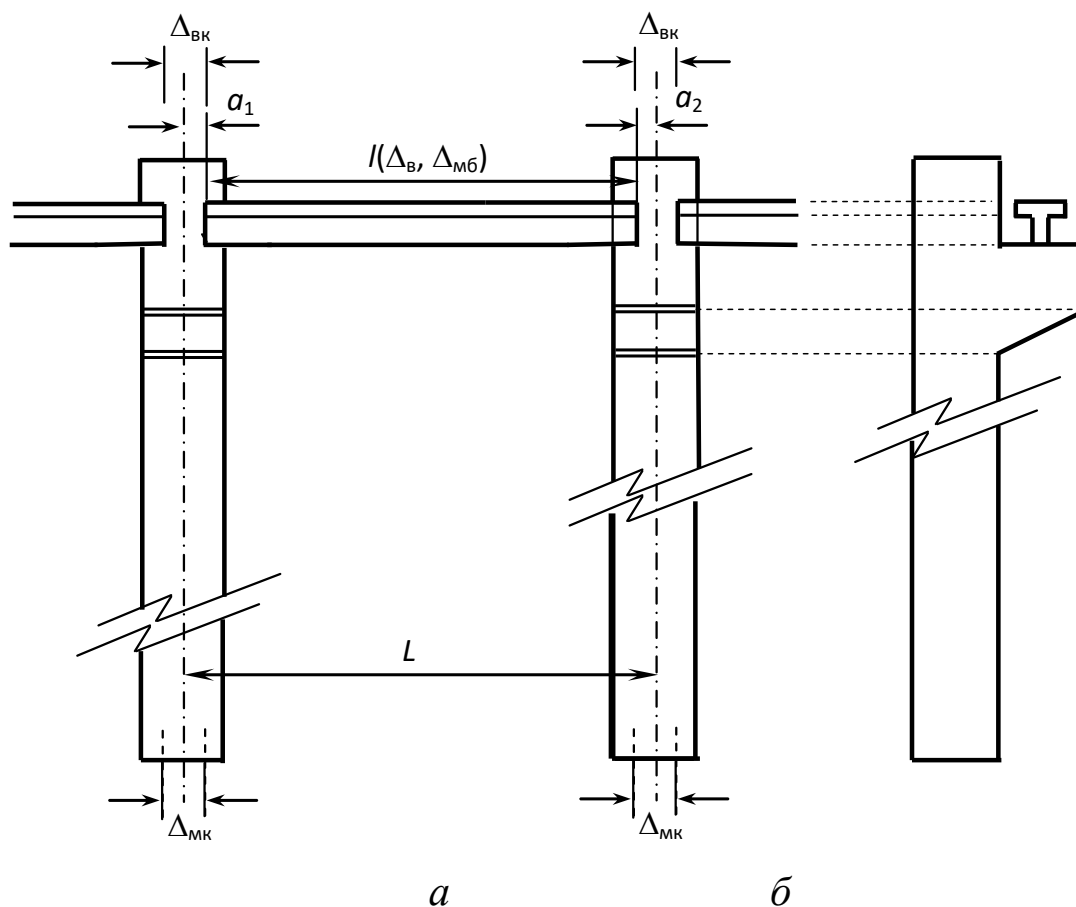


Рис. 4.14. Схема сполучення елементів конструкції  
 а – продольний переріз; б – поперечний переріз

Аналізом встановлено, що на величину похибок окремих ланок впливають похибки виготовлення, розмічувальних робіт та монтажних операцій. Тоді легко встановити, що

$$\Delta_L = f(\Delta_p, \Delta_M, \Delta_{BK}); \Delta l = f(\Delta l); a = f(\Delta_M).$$

За геометричною схемою розмірного ланцюга та дією технологічних процесів отримаємо

$$m_{a_2}^2 = m_p^2 + 2m_{MK}^2 + 2m_{BK}^2 + m_{lB}^2 + m_{M6}^2.$$

Одиниця допуску на виготовлення ланки  $l$  визначиться за формулою (4.9). При  $l = 23,9$  м,  $\alpha = 1$  та  $k = 0,6$  отримаємо

$$i = \alpha_i(0,8 + 0,001\sqrt{l})(\sqrt[3]{l + 25}) + 0,01\sqrt[3]{l^2} = 35 \text{ мм.}$$

При  $k = 0,6$  (таблиця 4.2) маємо допуск  $\Delta_B = l \cdot k = 21,0$  мм,

$$a \quad m_B = \frac{\Delta_B}{6} = \frac{21,0}{6} = 3,5 \text{ мм.}$$

При розмічуванні осей відстані  $L$  згідно таблиці 4.3 та формули (4.10) маємо  $k = 0,25$ ;  $\alpha = 1,0$ . Тоді  $i = \alpha \cdot L = 1,0 \cdot 24,0 = 24$ , а допуск  $\Delta_p = k \cdot i = 0,25 \cdot 24 = 6$  мм. Відповідно при  $P = 0,9973$ ,  $t = 3$ ,  $m_p = \frac{6}{6} = 1$  мм.

Допуск на встановлення осі колон по вертикалі згідно таблиці 4.4  $\alpha = 0,4$ , а  $k = 0,4$ . Тоді одиниця допуску при висоті колони 12 м буде  $i = 0,4 \cdot 12 \text{ м} = 4,8$  мм, а допуск  $\Delta_{BK} = k \cdot i = 4,8 \cdot 0,4 = 1,9$  мм. Відповідно маємо с.к.п.  $m_{BK} = \frac{1,9}{6} = 0,32$  мм.

При монтажі низу колони ( $L = 500$  мм) маємо  $i = 11,4$ , а  $\Delta_M = k \cdot i = 0,6 \cdot 11,4 = 6,8$  мм. Тоді  $m_M = 6,8 / 6 = 1,1$  мм. Відповідно, при монтажі балки ( $l = 23,9$ ) маємо  $i = 34,0$ ;  $k = 0,6$ , а допуск  $\Delta_{M6} = k \cdot i = 0,6 \cdot 34 = 20,4$  мм, а с.к.п. монтажу складе  $m_{M6} = 20,4 / 6 = 3,4$  мм.

При заданих величинах середніх квадратичних похибок технологічних процесів с.к.п. на замикаючу ланку буде дорівнювати

$$\begin{aligned} m_{a_2} &= \sqrt{m_p^2 + 2m_{MK}^2 + 2m_{BK}^2 + m_{lB}^2 + m_{M6}^2} = \\ &= \sqrt{1^2 + 2 \cdot 1,1^2 + 2 \cdot 0,32^2 + 3,5^2 + 3,4^2} = 5,3 \text{ мм.} \end{aligned}$$

При цьому за формулами (4.6) можливі мінімальний та максимальний розмір замикаючої ланки буде

$$a_{min} = a - 3t = a - 15,9 \text{ мм} = 50 - 15,9 = 34,1 \text{ мм};$$

$$a_{max} = a + 3t = a + 15,9 \text{ мм} = 50 + 15,9 = 65,9 \text{ мм},$$

де  $a$  – проектний розмір зазору.

По величині запроєктованого розміру  $a$  та значенням  $a_{min}$  і  $a_{max}$  приймають рішення про відповідність проекту точності технологічних операцій. В разі необхідності її уточнюють в бік пониження або підвищення точності виконання робіт.

#### **§ 4.8. Геодезична підготовка проектів інженерних споруд**

Зведення інженерних споруд виконується за робочими кресленнями проекту споруди, які розробляються на основі комплексних інженерних вишукувань.

В проекті споруди приводяться точні дані про розміщення об'єкта на місцевості, необхідні креслення та геометричні параметри споруди, її частин та елементів.

Залежно від виду інженерних споруд, їх геометричних параметрів і стадії проектування використовують топографічні карти і плани різних масштабів.

**Дрібномасштабні карти** використовують для техніко-економічного обґрунтування проекту споруди. Попередні вишукування і проектування виконують за допомогою карт і планів **середнього масштабу**. **Великомасштабні карти та плани** є топографічною основою на стадії остаточного проектування, при детальній розробці проектів споруд (робочих креслень).

На відміну від державних, топографічні карти і плани для вишукувань слугують тільки на період проектування та зведення споруд. У процесі будівництва споруд змінюються елементи



ситуації і рельєфу місцевості. Для оновлення змісту планів і карт проводять виконавчі знімання. Тому при складанні великомасштабних планів на стадії вишукувань вимоги до їх змісту і точності повинні відповідати особливостям проектування і конструкції споруди.

На забудованих територіях з високою точністю визначають положення капітальних споруд та інших твердих предметів і контурів місцевості. При вишукуванні дорожньо-транспортних інженерних споруд підвищені вимоги до визначення нахилів місцевості та зображення тих елементів, які впливають на вибір напрямку траси споруди. На планах вишукувань показують спеціальні геологічні, гідрологічні, ґрунтові та інші види характеристик, які впливають на технічні характеристики споруди. Разом з тим топографічні карти і плани при вишукуваннях споруд повинні бути точними з детальним зображенням ситуації та рельєфу місцевості.

Вибір масштабу планів і карт для вишукування споруд визначається стадією проектування, складністю проектних завдань, складністю ситуації і рельєфу місцевості, умовами використання наявної забудови, вимогами технічних характеристик проекту споруди та ін.

Топографічні карти і плани є основою для розробки проекту генерального плану будівельного майданчика, детального розміщення основних споруд, визначення геометричних параметрів і технічних характеристик споруди. За умови проектування на забудованій території враховують наявні капітальні споруди, дороги, підземні та наземні інженерні мережі (водопровід, каналізації, електричні мережі та ін.). Тому вимоги до складання планів підвищуються. На незабудованій території чи з малоцінною забудовою вимоги до точності, детальності та повноти планів і карт можуть бути знижені, а масштаб – дрібнішим.

В інженерній практиці для вишукування і проектування інженерних споруд використовують такі масштаби топографічних планів:

1. **Плани масштабу 1:10000** з перерізом рельєфу  $1 \div 2$  м у рівнинній місцевості і 5 м у гірській місцевості – для вибору місця розміщення будівельного майданчика, вибору напрямку трас лінійних споруд (автомобільних шляхів, залізничних колій, каналів, газо- і нафтопроводів, ліній електропередач та ін.), визначення площ, об'ємів водосховищ, для попереднього проектування.

2. **Плани масштабу 1:5000** з перерізом рельєфу 1 м у рівнинній місцевості і 2 м у гірській місцевості – для складання генеральних планів міст, промислових споруд, розробки проектів інженерної підготовки території (інженерних мереж), черговості забудови, при проектуванні лінійних споруд.

3. **Плани масштабу 1:2000** з перерізом рельєфу 0,5 – 1,0 м. – для розробки технічних проектів промислових, гідротехнічних, транспортних споруд, проектів інженерних мереж, генеральних планів селищ і при детальному плануванні міст.

4. **Плани масштабу 1:1000** з перерізом рельєфу 0,5 м – для розробки робочих креслень на незабудованих або малозабудованих територіях, детальних проектів надземних та підземних інженерних мереж.

5. **План масштабу 1:500** з перерізом рельєфу  $0,25 \div 0,5$  м – для складання робочих креслень міських і промислових територій з капітальною забудовою та щільною сіткою інженерних мереж.

Вишукування і проектування інженерних споруд виконується в декілька стадій. На перших стадіях при попередньому проектуванні великих за площею споруд використовують топографічні карти дрібних масштабів – від 1:300 000 до 1: 100 000 та більше. При переході до наступних стадій вимоги до точності геодезичних даних зростають. Точність геодезичних робіт поступово зростає, тому використовують плани великих масштабів.

На вибір масштабу топографічного плану впливає метод проектування. Так, точність графічного проектування у плані обчислюється за формулою

$$\Delta l = t \cdot M, \quad (4.20)$$

де  $t$  – графічна точність;

$M$  – знаменник чисельного масштабу плану.

Гранична графічна точність  $t = 0,2$  мм. Тоді точність графічного проектування для масштабу 1:500 дорівнює  $\Delta l = t \cdot M = 0,2 \text{ мм} \cdot 500 = 0,1 \text{ м}$ , а для масштабу 1:2000  $l = 0,4 \text{ м}$ . Відповідно до заданих значень  $\Delta l$  і вибирають масштаб топографічного плану (знімальних робіт).

За аналітичного проектування масштаб топографічних планів може бути дрібнішим і узгоджується з точністю визначення координат пунктів геодезичної основи.

Найвідповідальнішим етапом виконання інженерно-геодезичних робіт є розмічування споруд і геодезичне забезпечення із заданою точністю проектного розташування елементів будівельних конструкцій і технологічного устаткування. При цьому необхідно витримати геометричні параметри споруди за планом, висотою і вертикаллю із заданою проектною точністю.

Для вирішення вказаних завдань використовують технічну документацію, розроблену в період вишукувань і проектування споруди:

**1. Будівельний паспорт** включає комплекс документів на право використання земельної ділянки і встановлює: права використання земельної ділянки, межі ділянки, вихідні дані для проектування, умови забудови, червоні лінії та обов'язки забудовника.

Будівельний паспорт містить інженерно-геологічну характеристику будівельного майданчика й умови підключення споруд до міських інженерних мереж (водопроводу, каналізації,

електромережі, теплових мереж, телефону, радіо, газозабезпечення, водостоків та доріг). Його складає і видає управління головного архітектора. Отримує будівельний паспорт замовник-забудовник.

**2. Генеральний план.** Це великомасштабна карта чи план, на якому показано весь комплекс надземних та підземних споруд.

На генеральному плані в масштабі 1:500 – 1:2000 і дрібніше нанесені всі наявні та запроектовані споруди і їх елементи, дороги, проектні координати та позначки характерних точок і площин.

Для складних споруд додатково розробляють креслення з метою розмічування головних осей споруд та червоних ліній забудови з вихідними даними прив'язування їх до пунктів геодезичних мереж.

Генеральний план промислових підприємств містить основні виробничі та допоміжні споруди: енергетичне обладнання (трансформатори, підстанції тощо); адміністративно-господарчі та побутові споруди; склади, транспортні споруди, інженерні мережі та ін. Розташування будинків і споруд на генплані визначається координатами точок осей і позначками основних монтажних горизонтів.

**3. Робочі креслення.** На планах великих масштабів розробляють креслення детального проектування споруди:

- **титульний листок проекту**, що містить основні характеристики споруди, планову і висотну прив'язку осей споруд до пунктів планово-висотної геодезичної основи чи твердих місцевих предметів і контурів; систему переходу від геодезичних координат і висот до відносних будівельних координат;

- **плани розмічування головних і основних осей споруд** (поздовжніх і поперечних), відомість координат перетину осей споруди, характеристики елементів споруд, вершин кутів повороту поздовжніх осей автошляхів, залізничних колій, колодязів підземних комунікацій, опор ліній електропередач тощо;

- **плани фундаментів** з прив'язкою їх елементів до осей споруд, ширини та глибини залягання, відстані між осями тощо;

- **вертикальні розрізи**, що характеризують архітектуру будинку, глибину залягання фундаментів, висоти віконних і дверних отворів, конструкцію окремих елементів;

- **плани фундаментів під технологічне обладнання** (осі, розміри і глибина залягання фундаментів з прив'язкою до основних осей споруди);

- **монтажні креслення** промислового і технологічного обладнання, на яких показані контури будівельних конструкцій і технологічного устаткування.

**4. Проект вертикального планування** складається у масштабі 1:1000 – 1:2000, містить усі необхідні дані для перетворення наявного рельєфу місцевості в проектну поверхню, що надійно забезпечує швидке відведення поверхневих вод з майданчика з метою нормальної експлуатації будинків і споруд. Основним кресленням проекту вертикального планування є картограма земляних робіт. На картограмі показують межі виїмок і насипів, позначки землі, проектні (червоні) та робочі (чорні) позначки. Її використовують при плануванні земної поверхні будівельного майданчика.

**5. Будівельний генплан** розробляється на основі генплану, де додатково показано розміщення тимчасових споруд, великих механізованих пристроїв (будівельних кранів та ін.), транспортні шляхи, інженерні мережі, склади, огорожі, складування матеріалів тощо.

**6. Технічна документація геодезичної частини проекту** включає:

- проект створення планово-висотної геодезичної мережі будівельного майданчика, каталоги координат і висот;

- обґрунтування та схеми закріплення геодезичних пунктів;

- розрахунок точності виконання інженерно-геодезичних робіт, вибір приладів;

- схему-проект (розмічувальні креслення) побудови на місцевості головних та основних осей будинків і споруд, розміщення створних знаків;

- проект спостережень за осіданнями і деформаціями споруд з розміщенням контрольних марок і реперів, програму та періодичність вимірювань;

- вказівки до методики геодезичного забезпечення монтажу будівельних елементів конструкцій, поновлення і закріплення монтажних осей і горизонтів, виконання контрольних-монтажних вимірів;

- вказівки до методики і точності виконавчих знімань, складання виконавчого генплану після завершення будівельних робіт.

Технічна документація для виконання інженерно-геодезичних робіт розробляється відповідно до діючих стандартів і нормативно-технічних документів (ДБН, НТД).

При виконанні інженерно-геодезичних робіт використовують інші плани та креслення, які містять необхідні дані для розмічування проекту споруди на місцевості, поздовжні та поперечні профілі лінійних споруд, схеми геодезичної основи (креслення центрів і знаків, відомості координат і позначок), пояснювальну записку з обґрунтуванням проектних рішень та інженерними розрахунками, проекти організації будівельних і геодезичних робіт, календарний план будівельних робіт і т.ін.

Завдання геодезичної підготовки проекту полягає в визначенні проектних значень координат і висот характерних точок інженерних споруд і розробленні креслень для виносу проекту споруди на місцевість, встановлення елементів та вузлів в проектне положення з заданою точністю.

Розроблений генплан будинків і споруд та інша технічна документація на картах, планах, профілях, інших інженерних кресленнях містить всю необхідну інформацію про планове та



Розмічувальні креслення для винесення точок споруд за висотою зазвичай не складаються. При розмічуванні користуються проектами вертикального планування, вертикальними профілями, розрізами та іншою документацією, де є позначки і розміри конструкцій за висотою.

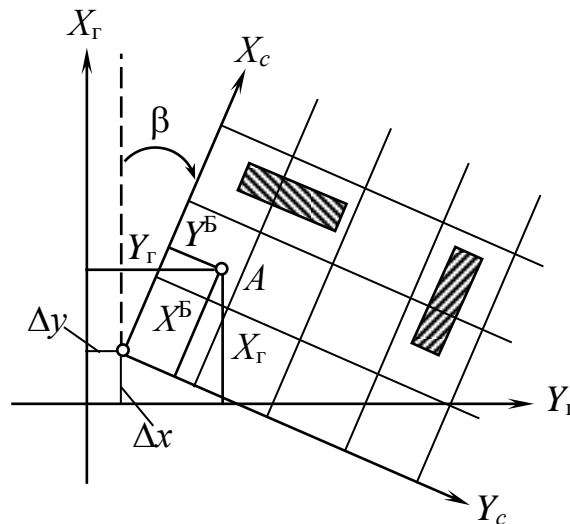
Для розмічування споруд на місцевості використовують створену на стадії вишукувань геодезичну основу. Її координати зручно переобчислити в будівельну систему координат. Розмічування окремих будинків і споруд серед наявної забудови дозволяється виконувати від твердих предметів і контурів місцевості.

Якщо на будівельному майданчику відсутня будівельна сітка, то для геодезичної підготовки проекту на генплані розмічають будівельну координатну сітку. Лінії сітки проводять через 10 см паралельно і перпендикулярно головним осям споруди відповідно до масштабу топографічного плану (рис. 4.16).

У цьому випадку система геодезичних координат буде повернута відносно системи будівельних координат на кут  $\beta$ , а початок координат – зсунутий на величини  $\Delta x$  і  $\Delta y$ , які визначають графічно. Для зручності геодезичних розмічувальних робіт і розрахунків геодезичної підготовки проекту координати пунктів геодезичної основи переобчислюють у систему будівельних координат. Для цього координати вихідного пункту  $A$  (рис.4.16) визначають графічно за будівельною координатною сіткою  $(X_A^C, Y_A^C)$ .

Кут  $\beta$  вимірюють графічно точним геодезичним транспортиром, або графічно визначають будівельні координати другого пункту  $B(X_B^B, Y_B^B)$  і розв'язанням оберненої геодезичної задачі визначають кут  $\beta$  (цей спосіб буде точнішим). Будівельні координати інших пунктів геодезичної мережі обчислюють за формулами:





**Рис. 4.16. Схема переходу від геодезичних координат до системи будівельних координат**

$$\begin{aligned} X_i^B &= (X_i^\Gamma - \Delta X) \cos \beta + (Y_i^\Gamma - \Delta Y) \sin \beta, \\ Y_i^B &= (X_i^\Gamma - \Delta X) \sin \beta + (Y_i^\Gamma - \Delta Y) \cos \beta, \end{aligned} \quad (4.21)$$

де  $X_i^\Gamma$ ,  $Y_i^\Gamma$  - координати пунктів геодезичної мережі.

При геодезичній підготовці проекту шукані величини елементів геодезичних розмічувальних робіт (кутів, довжин ліній) отримують графічним, графоаналітичним і аналітичним способами.

### **1. Графічний спосіб**

Графічний спосіб визначення координат, висот точок споруд та елементів розмічувальних робіт застосовується, коли запроектовані споруди технологічно не пов'язані з наявними будівлями та суміжними спорудами, що проектуються.

Усі шукані елементи визначаються графічно по топографічним планам. Розрахунки проекту виконуються за взятими графічно координатами всіх його головних точок. При цьому слід контролювати, щоб деформація основи плану не перевищувала 0,2 мм на 10 см розміру сторони квадрата будівельної стіни.

Довжини ліній визначають за лінійним або поперечним масштабом, кути – геодезичним транспортиром. Координати точок визначають графічно відносно ліній координатної сітки. Позначки точок – за горизонталями і даними проекту споруд.

Точність графічної підготовки проекту залежить від точності топографічного плану.

## **2. Графоаналітичний спосіб**

За графоаналітичним способом при геодезичній підготовці проекту частину вихідних даних (розміри наявних будинків, інженерних комунікацій, координати твердих контурних точок, відстані тощо) визначають графічно за топографічним планом. Інші вихідні дані для розмічування обчислюють аналітично (розміри і координати запроектованих будинків, споруд, комунікацій, деякі кути і лінії тощо).

## **3. Аналітичний спосіб**

За аналітичним способом усі дані для розмічувань визначають шляхом математичних розрахунків. Координати наявних будинків і споруд визначають на місцевості від пунктів геодезичної основи чи будівельної сітки. Розміри елементів проекту задають, виходячи із технологічних розрахунків і схем горизонтального планування території. Генеральний план забудови використовують для більш фахового прийняття проектних рішень.

За відомими проектними розмірами споруд і проектними відстанями між ними обчислюють координати всіх точок шляхом розв'язання прямих геодезичних задач. За проектними координатами точок шляхом розв'язання обернених геодезичних задач обчислюють довжини ліній та їх дирекційні кути.

Наявність сучасної обчислювальної техніки та комплексу програмного забезпечення (Glioni C S Изыскания ( RQS, RQS - PL) б. 0,10; Tribble Glematics Officета та ін.) дають змогу автоматизувати процес складання топографічних планів, створення цифрової моделі рельєфу, проектування інженерних споруд і геодезичну підготовку проектів аналітичним способом.

З метою перенесення проекту споруд на місцевість усі його геометричні розміри мають бути узгоджені між собою і математично ув'язані з наявними та запроектованими спорудами, місцевими твердими контурами. Це необхідно для позбавлення від неув'язок у розміщенні споруд за рахунок графічної підготовки проекту споруд. Тому в кожному випадку застосовують елементи графоаналітичного способу підготовки проекту.

Типовими геодезичними задачами, які розв'язуються при аналітичних розрахунках проекту є: пряма та обернена геодезичні задачі; визначення координат точок перетину двох прямих; прямої і кривої ліній; обчислення координат точок, які лежать на прямій; розрахунок елементів колових кривих тощо.

Усі задачі розв'язуються за формулами аналітичної геометрії:

1. Визначення координат  $X_0, Y_0$  точки  $O$  перетину ліній  $AB$  і  $CD$ , заданих координатами  $X_A, Y_A; X_B, Y_B; X_C, Y_C; X_D, Y_D$ .

$$\text{Тоді} \quad X_0 = X_A + \frac{m}{\lambda - \mu}; \quad Y_0 = Y_A + \lambda \frac{m}{\lambda - \mu}, \quad (4.22)$$

$$\text{де} \quad \lambda = \frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A}; \quad \mu = \frac{Y_D - Y_C}{X_D - X_C};$$

$$m = (Y_C - Y_D) - \mu (X_C - X_A).$$

2. Визначення координати точки  $D$ , яка лежить на прямій  $CD$ , паралельній наявній лінії  $AB$ .

Відомі координати точок  $A, B, C$  і довжина лінії  $CD = d$ . Тоді:

$$X_D = X_C + d \cos \alpha_{AB}; \quad (4.23)$$

$$Y_D = Y_C + d \sin \alpha_{AB};$$

$$\cos \alpha_{AB} = \frac{X_B - X_A}{d_{AB}}; \quad \sin \alpha_{AB} = \frac{Y_B - Y_A}{d_{AB}}; \quad (4.24)$$

$$d_{AB} = \sqrt{(X_B - X_A)^2 + (Y_B - Y_A)^2}. \quad (4.25)$$

3. Координати точки  $D$ , яка лежить на прямій  $AB$  на відстані  $d$  від точки  $A$ .

Визначається за формулою (4.23).

4. Визначення координат точки  $C$ , яка ділить лінію  $AB$  з координатами  $(X_A, Y_A; X_B, Y_B)$  у відношенні  $\frac{AC}{CB} = \frac{m}{n}$ , обчислюється за формулою:

$$X_C = \frac{X_A \cdot n + X_B \cdot m}{n + m}; \quad Y_C = \frac{Y_A \cdot n + Y_B \cdot m}{n + m}. \quad (4.26)$$

5. Визначення координат точки  $D$ , яка знаходиться на перпендикулярі до лінії  $AB$  в точці  $C$ . Відомі довжина перпендикуляра  $d$ , дирекційний кут лінії  $AB - \alpha_{AB}$  і координати точки  $C (X_C, Y_C)$ .

$$\begin{aligned} \text{Тоді} \quad X_D &= X_C + d \cos \alpha_{CD}; \\ Y_D &= Y_C + d \sin \alpha_{CD}, \end{aligned} \quad (4.27)$$

де  $\alpha_{CD} = \alpha_{AB} \pm 90^\circ$ .

При вирішенні інших задач слід користуватись типовими формулами з аналітичної геометрії.

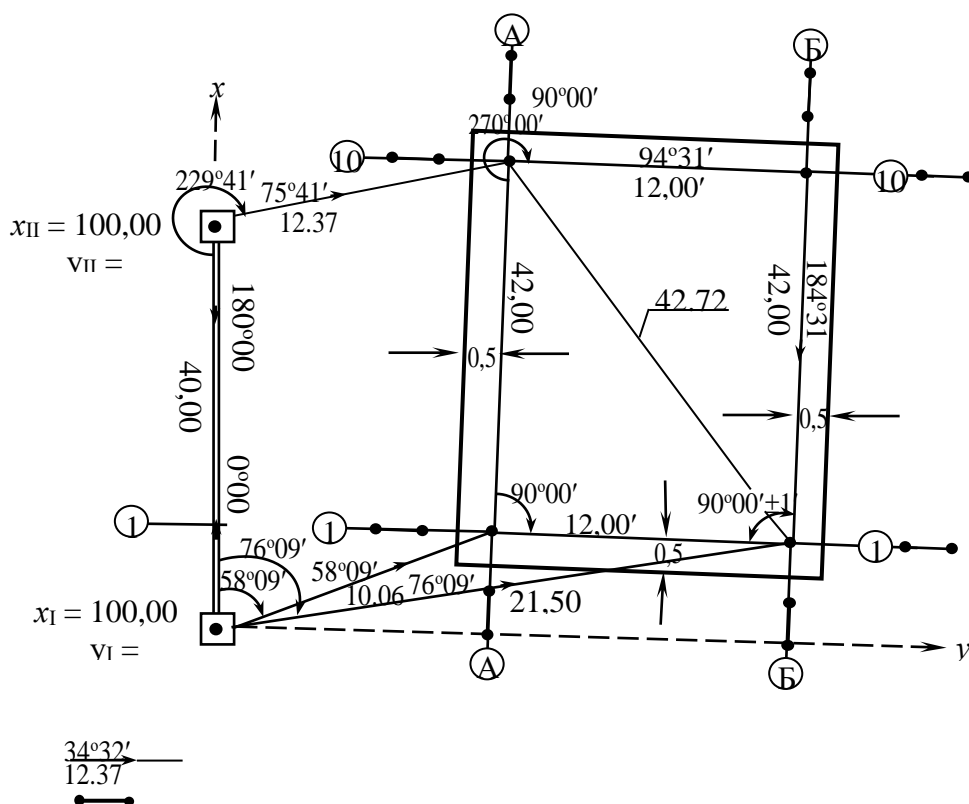
#### § 4.9. Складання розмічувальних креслень

Для винесення на місцевість з генплану проекту будинків і споруд використовують результати геодезичної підготовки проекту. **Прив'язкою проекту положення елементів інженерних споруд** називають геодезичні виміри, які необхідно виконати для їх визначення на місцевості за результатами геодезичної підготовки проекту. З метою розмічування на місцевості характерних точок осей, кутів будинків і споруд, інженерних комунікацій, вулиць, під'їздів тощо використовують

такі елементи: довжини параметрів споруд, лінії, кути, перевищення, координати точок, позначки. Однак розмічування характерних точок проекту складається з декількох елементів, які становлять спосіб розмічування.

Для зручності виконання геодезичних розмічувальних робіт, уникнення можливих похибок за результатами геодезичної підготовки проекту споруди розробляють (складають) **розмічувальні креслення**. Їх складають схематично в масштабах 1:500 – 1:2000, а інколи і більше, залежно від складності споруди або частин споруд, які розміщуються на місцевості.

На розмічувальних кресленнях показують: контури споруд; їх розміри; розміщення осей; пункти геодезичної основи або тверді предмети і контури, від яких виконуються розмічування, елементи розмічувальних робіт та їх значення; графічно зображається спосіб розмічування й необхідні контрольні вимірювання.



**Рис. 4.17. Розмічування основних осей будинку**  
 – дирекційний кут та довжина розмічувальної лінії;  
 – точки закріплення розмічувальних осей.

На розмічувальних кресленнях також виписують: координати вихідних пунктів геодезичної основи у прийнятій системі будівельних координат; дирекційні кути вихідних сторін та ліній розмічування; позначки вихідних пунктів, будівельного нуля та інші вихідні дані, які можна використати для надійного розмічування споруд.

Приклад складання розмічувального креслення наведено на рис.4.17.

З метою забезпечення точності розмічування та своєчасного виконання геодезичних розмічувальних робіт у процесі проведення будівельних робіт для відповідальних і унікальних інженерних об'єктів складають **Проект виконання геодезичних робіт (ПВГР)**.

Він створюється на основі розробленого проекту споруди, його геодезичної підготовки й узгоджується з технічними умовами на зведення окремих споруд і календарними планами виконання будівельних робіт.

У проекті виконання геодезичних робіт вирішують такі основні питання:

1. Створення на місцевості планової та висотної геодезичної розмічувальної основи. Розроблення схеми та методів побудови геодезичних мереж. Розрахунок точності та вибір методів вимірювань, приладів, типів центрів та знаків для закріплення пунктів геодезичної основи, рекомендують метод вирівнювання геодезичних мереж.

2. Розроблення методу перевірки стійкості пунктів планової та висотної основи і періодичність повторних спостережень.

3. Розроблення схем згущення планової та висотної основи у процесі проведення будівельно-монтажних робіт, методики і точності вимірювань, схем закріплень знаків, приладів для вимірювань.

4. Розмічування на місцевості головних та основних осей споруд. Точність. Методи. Закріплення. Контрольні вимірювання.

5. Детальні розмічування споруд. Точність робіт, способи виконання та знаки закріплення.

6. Розроблення методики виконання геодезичного забезпечення будівельно-монтажних робіт; методи і точність вивірення конструкцій у плані, за висотою та вертикаллю. Вибір приладів та інструментів.

7. Виконавчі знімання. Способи знімань. Ведення виконавчих схем та виконавчого генерального плану проекту.

8. Спостереження за деформаціями (виконується за спеціальними вказівками) складних і унікальних споруд. Обґрунтування точності. Геодезична мережа та методи вимірювань. Циклічність виконання робіт.

9. Терміни виконання окремих етапів проекту виконання геодезичних робіт відповідно до календарного плану виконання будівельних робіт.

ПВГР розробляється на основі діючих нормативних документів (стандартів, державних будівельних норм, відомчих нормативів та ін.) з врахуванням передових досягнень науки і техніки, з використанням сучасних методів і засобів геодезичних робіт.

#### **§ 4.10. Розробка проекту вертикального планування будівельних майданчиків**

До початку будівельних робіт здійснюють планування території під забудову великих промислових комплексів, аеропортів, мікрорайонів на насипних ґрунтах тощо. Це значно спрощує і створює зручності як при виконанні будівельних, так і, особливо, при геодезичних розмічувальних роботах.

Розробку проекту вертикального планування виконують на топографічних планах у масштабі 1:500, 1:1000, 1:2000.

На плані з горизонталями по всій території будівельного майданчика розмічують сітку квадратів зі сторонами довжиною 2 см.

На місцевості це відповідає 10, 20 та 40 м відповідно в масштабах 1:500, 1:1000, 1:2000.

Якщо топографічний план відсутній, то на відкритих із незначними перепадами висот та невеликою кількістю предметів і контурів територіях виконують нівелювання поверхні по квадратам вищевказаних розмірів. У протилежному разі, як правило, здійснюють тахеометричне чи електронне тахеометричне знімання.

На плані з горизонталями визначають і підписують позначки землі („чорні”) у вершинах квадратів знизу і справа біля кожного квадрата. Позначки вершин квадратів при нівелюванні по квадратах визначають геометричним або тригонометричним нівелюванням у процесі знімання.

На будівельних майданчиках залежно від виду споруди та рельєфу проектують горизонтальні чи похилі (нахилені) площини.

### **1. Проектування горизонтальної площини**

У результаті виконання планувальних земляних робіт поверхня будівельного майданчика становитиме рівну горизонтальну поверхню (площину).

З метою забезпечення балансу земельних робіт обчислюють середню проектну позначку за формулою

$$H_0 = \frac{\Sigma H_1 + 2\Sigma H_2 + 3\Sigma H_3 + 4\Sigma H_4}{4n}, \quad (4.28)$$

де  $H_1, H_2, H_3, H_4$  – позначки вершин квадратів, які належать відповідно до одного, двох, трьох та чотирьох суміжних квадратів;  
 $n$  – кількість квадратів.

Обчислена за формулою (4.27) позначка  $H_0 = 106,07$  буде проектною („червоною”) позначкою кожної з вершин квадратів. Її підписують знизу справа біля кожної із вершин квадратів (рис. 4.18).



Обчислюють робочі позначки за формулою

$$h_i = H_0 - H_i \quad (4.28)$$

де  $H_0$  – проектна („червона”) позначка;

$H_i$  – позначка землі;

$i$  – номер вершини квадрата.

Їх виписують зліва від вершин квадратів (рис.4.18). Далі складають картограму земляних робіт (пункт 3 параграфа).

**Рис. 4.18. Проектування горизонтальної площини**

	-0,11	-0,13	-0,33	-0,53			
	106,07	106,07	106,07	106,07			$H_0=106,07$
<i>г</i>	106,18	106,20	106,40	106,62			
	+0,42	+0,27	+0,15	-0,31	-0,68	-0,85	
<i>в</i>	106,07	106,07	106,07	106,07	106,07	106,07	106,07
	105,65	105,80	105,92	106,38	106,75	106,92	
<i>б</i>	+0,92	+0,67	+0,32	-0,83	-0,58	-1,11	
	106,07	106,07	106,07	106,07	106,07	106,07	106,07
<i>а</i>	105,15	105,40	105,75	106,20	106,65	107,18	
	+1,27	+0,87	+0,37	-0,08	-0,63	-0,93	
	106,07	106,07	106,07	106,07	106,07	106,07	106,07
	104,80	105,20	105,70	106,015	106,70	107,03	
	1	2	3	4	5	6	

## 2. Проектування нахиленої площини

При проектуванні нахиленої площини найбільш економним і оптимальним варіантом є перетворення топографічної поверхні землі в похилу за умовою збереження балансу земляних робіт.

Виходячи з рельєфу поверхні та технічних характеристик експлуатації комплексу споруд вздовж двох взаємно перпендикулярних напрямків будівельного майданчика задають нахили проектної площини  $i_x$  та  $i_y$  (рис. 4.19). Стрілками вказують напрямки нахилу проектної площини.

За формулою (4.27) обчислюють проектну позначку центра ваги площі будівельного майданчика.

Положення центра ваги визначають координатами, які аналітично обчислюють за формулою

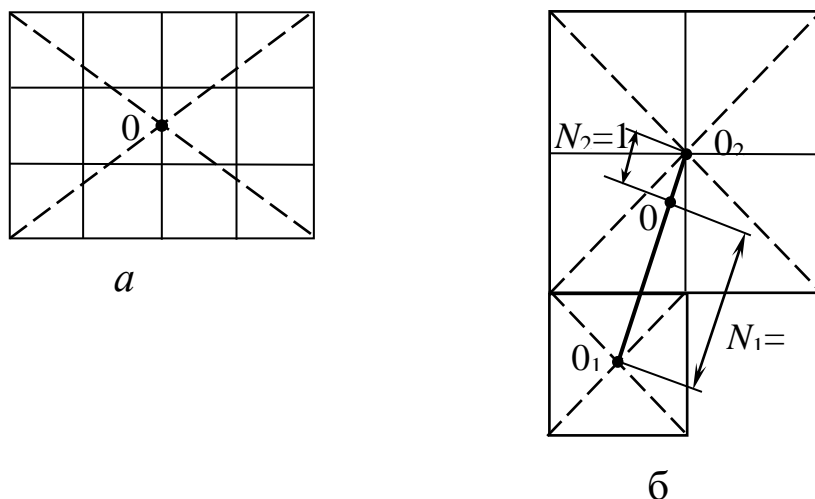
$$\left. \begin{aligned} X_0 &= \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} \\ Y_0 &= \frac{y_1 + y_2 + \dots + y_n}{n} \end{aligned} \right\}, \quad (4.29)$$

де  $x_i, y_i$  – будівельні координати вершин квадратів;

$n$  – кількість вершин квадратів.

Положення центра ваги майданчика можна визначити графічно. Для цього сітку квадратів поділяють на прямокутники та квадрати (рис. 4.19). У кожній з отриманих фігур визначають положення центра ваги на перетині діагоналей (точки  $O_1$  та  $O_2$ ).

Для суміжних прямокутників (рис. 4.19, б) отримані точки з'єднують прямою лінією  $O_1O_2$ . Обчислюють кількість квадратів кожної фігури  $N_1 = 4$  і  $N_2 = 1$ . Відрізок  $O_1O_2$  розмічають на  $N = N_1 + N_2 = 5$  частин. Відклавши від точки  $O_1$  кількість поділок  $N_2 = 1$  або від точки  $O_2$   $N_1 = 4$ , графічно отримують шукане положення центра ваги ділянки – точку  $O$ . На проектній висоті  $H_0$  в точці  $O$  можна нахилити проектну площину в будь-якому напрямку. При цьому зберігається нульовий баланс земляних робіт.



**Рис. 4.19. Визначення положення центра ваги:**  
 а – у прямокутнику; б – фігури довільної форми

Розмістимо в точці 0 початок умовної системи координат. Напрямок осей системи координат повинен бути направлений у бік підвищення нахилу проектної площини. Тобто знаки осей координат повинні зберігатися зі знаками ліній нахилу місцевості (рис. 4.20.).

Проектні позначки будь-якої вершини квадрата обчислюють за формулою

$$H_i = H_0 + \Delta x_i \cdot i_x + \Delta y_i \cdot i_y, \quad (4.30)$$

де  $\Delta x_i$ ,  $\Delta y_i$  – визначені графічно на плані зі своїми знаками приростки прямокутних координат  $i$ -ї вершини квадрата від точки 0.

$i_x$ ,  $i_y$  – значення в проміле величини нахилу проектної поверхні уздовж координатних осей.

Практично графічно визначають координати однієї ближчої до точки 0 вершини квадрата. На рис. 4.20 це точка 1 із приростами координати  $\Delta x_i = +2,0$  м;  $\Delta y_i = +6,0$  м. Такі самі значення точки 1( $x_1, y_1$ ) при використанні формули (4.29). При цьому  $x_0 = 18,0$ ;  $y_0 = 34,0$  в системі будівельних координат. За



Обчислені проектні позначки нахиленої площини виписують знизу праворуч від вершини кута квадрата. Потім обчислюють робочі позначки  $h_i$  за формулою (4.28) і виписують ліворуч від вершин квадратів. В нашому випадку  $h_1 = 9,10 - 8,75 = +0,35$  м;  $h_2 = 10,10 - 10,28 = -0,18$  м.

Знак робочої позначки вказує на висоту насипу (+) або глибину виїмки (-).

### **3. Складання картограми земляних робіт**

Картограма земляних робіт є складовою проекту вертикального планування території забудови. Її використовують під час розмічуванні на місцевості проектних позначок і площин при вертикальному плануванні рельєфу місцевості.

**Картограма** – це графічне зображення території будівельного майданчика з обчисленими параметрами для перепланування топографічної поверхні землі в проектну.

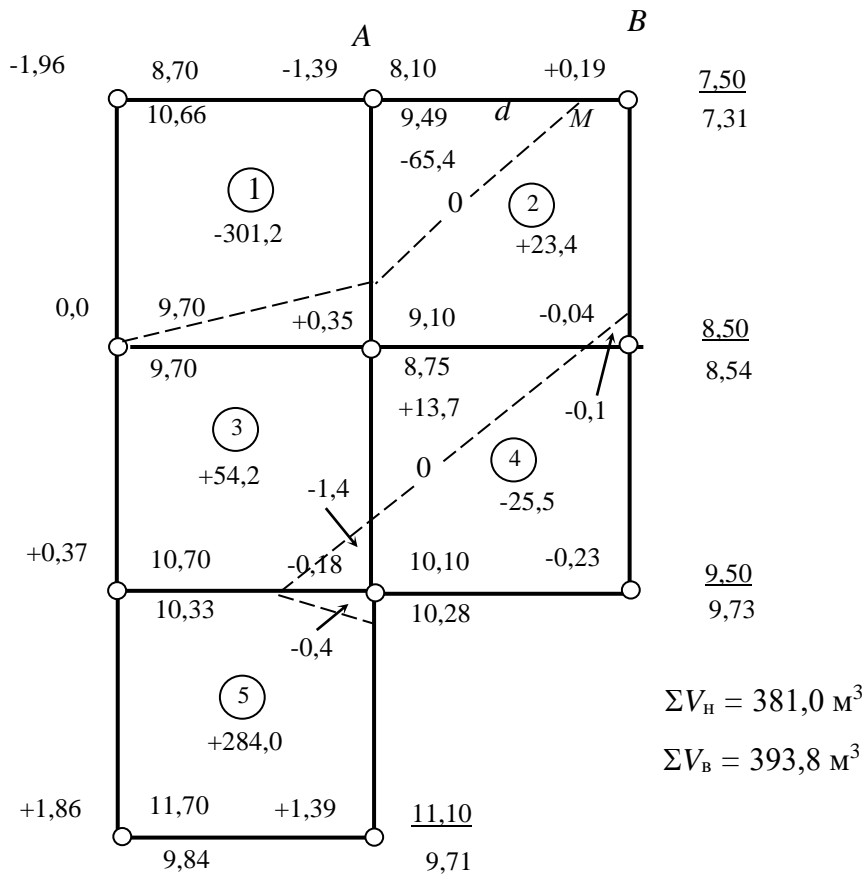
Вихідними даними для складання картограми земляних робіт є горизонталі, позначки та контури ситуації, запроектовані й наявні споруди. Там же вказують межі й обсяги земляних робіт (насипів та виїмок).

На картограму виписують позначки землі, проектні та робочі позначки, наносять лінії нульових робіт (межі ніж насипом і виїмкою), номери квадратів та об'єми насипів і виїмок у кожному квадраті.

Зразок картограми земляних робіт при проектуванні похилої площини (рис. 4.20) показано на рис. 4.21.

Так само складають картограму земляних робіт при проектуванні горизонтальної площини. Як правило, це роблять у масштабі топографічного плану.

За робочими позначками на картограмі інтерполяцією по сторонам квадрата визначають точки нульових робіт. З'єднують їх напрямки ламаними лініями між сторонами квадрата і отримують лінію нульових робіт. Вона визначає лінію на місцевості, де насип ґрунту переходить у виїмку.



Всього	342,9	38,1	Насип
	303,0	90,8	Виїмка

Рис. 4.21. Картограма земляних робіт

Положення точки нульових робіт на стороні  $AB$  з різними за знаком робочими позначками вершин ( $h_A = -1,39$ ,  $h_B = +0,19$ ) показано на рис. 4.22.

Точка нульових робіт  $M$  буде віддалена від точки  $A$  на відстані

$$d = \frac{|h_A|l}{|h_A| + |h_B|}, \quad (4.32)$$

де  $h_A$ ,  $h_B$  – робочі позначки вершин квадрату  $A$  і  $B$ ;

$l$  – довжина сторони квадрата. Так:

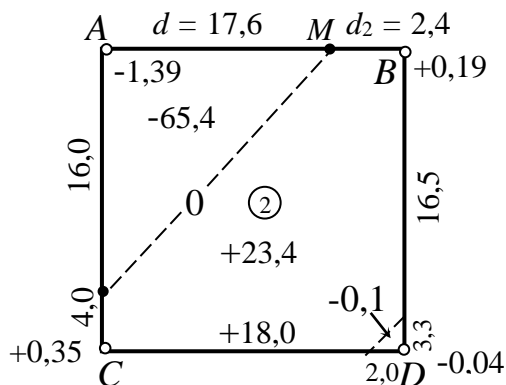


Рис. 4.22. Схема визначення лінії нульових робіт

$$d_{AM} = \frac{|1,39| \cdot 20}{|1,39| + |0,35|} = 17,6 \text{ м.}$$

Від вершини квадрата (точка  $A$ ) відкладають по стороні  $AB$  у масштабі плану  $d = 17,6$  м і отримують положення точки  $M$ .

Аналогічно обчислюють інші відстані від вершин квадратів і графічно визначають положення точки нульових робіт.

У кожному квадраті обчислюють об'єм виїмки чи насипу за формулою

$$V = \frac{h_1 + h_2 + \dots + h_n}{n} P = \frac{\sum h}{n} P, \quad (4.33)$$

де  $h_1, h_2, \dots, h_n$  – робочі позначки по кутах кожної площі, виключаючи значення точок нульових робіт;

$n$  – кількість кутів фігури;

$P$  – площа фігури.

Площу фігур обчислюють за формулами трикутника, чотирикутника чи різниці площ у квадраті, тощо. Так, наприклад, у квадраті на рис. 4.22 спочатку обчислюють площу трикутника для виїмки  $S_B$ , а площу п'ятикутника для насипу  $S_H$  визначають від площі квадрата  $S_{KB}$ , тобто  $S_H = S_{KB} - S_B$ .

Обчислені об'єми насипів і виїмок виписують в центрі фігур кожного квадрату. Потім їх підсумовують за стовпчиками і виписують знизу картограми (рис. 4.21). Сума насипів повинна дорівнювати об'єму виїмок, тобто

$$\Sigma V_H \approx \Sigma V_B.$$

Допускається різниця не більше 5% від загального об'єму насипу чи виїмки:

$$\frac{\Sigma V_H - \Sigma V_B}{\Sigma V_H} \cdot 100\% \leq \pm 5\%. \quad (4.34)$$

Згідно з картограмою на рис. 4.21. маємо:

$$\frac{\Sigma V_i - \Sigma V_{\hat{a}}}{\Sigma V_i} = \frac{381,0 - 393,8}{381} \cdot 100 = |-3,7| < 5\%.$$

При влаштуванні глибоких котлованів під будинки враховують об'єм ґрунту, який виймається з котловану. Якщо він не вивозиться і використовується при плануванні майданчика, то позначка центра ваги  $H_0$ , що визначена за формулою (4.27) збільшується на поправку

$$\Delta H = \frac{\Sigma V_k}{S}, \quad (4.35)$$

де  $\Sigma V_k$  - сумарний об'єм ґрунту з котлованів під будинки;

$S$  – площа будівельного майданчика без урахування площі запроектованих будинків і споруд.



## РОЗДІЛ 5. ТЕХНОЛОГІЯ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНИХ РОЗМІЧУВАЛЬНИХ РОБІТ

### § 5.1. Вимоги до точності виконання геодезичних розмічувальних робіт

Особливістю виконання геодезичних розмічувальних робіт при зведенні інженерних споруд і монтажі технологічного устаткування є те, що вони:

а. забезпечують встановлення з заданою точністю елементів і вузлів інженерних споруд та технологічного устаткування у проектне положення;

б. геодезичними виконавчими зніманнями визначають відхилення (спотворення) геометричних параметрів, відхилення елементів і вузлів конструкцій споруд від проектного положення (у плані, за висотою та від вертикалі).

Контрольні виконавчі знімання виконують від осей і “маяків”, винесених при проведенні розмічувальних робіт.

Точність виконання геодезичних розмічувальних робіт при зведенні інженерних споруд регламентується Державними будівельними нормами (§ 4.5; табл.4.5), відомчими нормативами. При зведенні висотних і унікальних споруд та монтажі високоточного устаткування, точність розмічувальних робіт встановлюють шляхом розрахунків розмірних ланцюгів (§ 4.6; 4.7).

На стадії вишукувань і проектування робочі креслення розробляють на планах масштабу 1:500. При цьому точність геодезичних вимірювань при знімальних роботах визначається середньою квадратичною похибкою.

$$m = a \cdot M, \quad (5.1)$$

де  $a = 0,2$  мм – мінімальна довжина лінії на плані, яку розпізнають неозброєним оком;

$M$  – знаменник чисельного масштабу плану.

Точність розмічувальних робіт визначається конструкцією, призначенням і технологією будівельно-монтажних робіт. За геометричну основу проекту споруди при винесенні її на місцевість приймають розмічувальні осі, відносно яких визначенні розміри деталей споруди в робочих кресленнях.

А.Ф.Лютц [ 53 ] розглядає два вида точності:

- **перший** – похибки розмічувальних робіт споруди відносно предметів і контурів місцевості;
- **другий** – відповідність зведеної споруди та окремих її частин і вузлів відносно головних чи основних осей.

Головні та основні осі визначаються відносно осей простової системи координат, прийнятій для картографування будівельного майданчика.

Зміщення головних чи основних осей від проектного положення і характеризує **точність розмічувальних робіт I-го виду**.

Для локально розміщених споруд точність розмічувальних робіт I-го виду (§4.1) визначається масштабом топографічних планів розмічувальних креслень проекту споруди. Вона повинна задовольняти вимогам формули (5.1), або

$$m_p \leq 0,2M \text{ мм.} \quad (5.2)$$

Така точність розмічувальних робіт задовольняє вимогам при зведенні будинків і споруд на забудованій території при розмічуванні осей гребель і великих мостів.

Коли між будинками і спорудами виникають технологічні зв'язки між собою та із існуючими спорудами, точність геодезичних розмічувальних робіт відповідає вимогам точності II-го виду.

Точні геометричні зв'язки забезпечуються шляхом створення високоточних геодезичних мереж, будівельної сітки на промислових майданчиках та ін.

Детальне розмічування головних, основних, робочих і монтажних осей виконується з точністю II-го виду геодезичних розмічувальних робіт. Для висотних і унікальних споруд точність розмічувальних робіт визначається на основі розрахунків (§ 4.8).

Точність розмічувальних робіт залежить від місцеположення споруди, матеріалу, призначення, естетичних вимог, стадії виконання будівельно-монтажних робіт та ін. Вони повинні задовольняти вимогам сучасних індустріальних методів будівництва, взаємозамінності елементів будівельних конструкцій і технологічного устаткування. Це забезпечує зведення споруд і монтаж технологічного устаткування з гарантією оптимальних, експлуатаційних, виробничих якостей та дотримання надійності і довговічності конструкцій.

Вихідними даними при визначенні норм точності геодезичних розмічувальних робіт і контрольно-монтажних вимірювань є вказані в робочих кресленнях граничні відхилення розмірів та елементів конструкцій.

Будівельний допуск  $\Delta_6$  визначається за формулою

$$\Delta_6 = 2t \cdot m_6, \quad (5.3)$$

де  $t$  – інтервал довірчої ймовірності  $P$  (при  $P = 0,9973$   $t = 3$ );

$m_6$  – середня квадратична похибка виконання будівельно-монтажних робіт.

Тоді 
$$\Delta_6 = 6m_6. \quad (5.4)$$

Надійність визначення похибки  $m_6$  характеризується середньою квадратичною похибкою  $\sigma_0$ .

З достатньою мірою надійності (ймовірності  $P = 0,9973$ ) можна прийняти, що  $m_6$  визначається надійно, коли

$$m_{\sigma} \leq 3\sigma_o, \text{ або } \Delta_{\sigma} \leq 18m_o. \quad (5.5)$$

Це означає, що похибки геодезичних розмічувальних робіт  $m_{\Gamma}$  не будуть суттєво впливати на величину будівельного допуску, якщо вони не перевищать величину похибки  $m_o$ , тобто  $m_{\Gamma} \leq m_o$ .

У цьому випадку середні квадратичні похибки геодезичних розмічувальних робіт  $m_{\Gamma}$  будуть дорівнювати

$$m_{\Gamma} = \frac{1}{18} \Delta_c, \quad (5.6)$$

а граничне відхилення буде

$$\delta_{\Gamma} \leq 3m_{\Gamma}, \text{ або } \delta_{\Gamma} = 3m_{\Gamma} = \frac{1}{6} \Delta_c, \quad (5.7)$$

при  $P = 0,9973$ .

Слід пам'ятати, що при виконанні геодезичних робіт більш часто користуються не допуском  $\Delta$ , а граничним відхиленням  $\delta$  (§ 4.5), тоді

$$\left. \begin{aligned} \delta_{\Gamma} = 3m_{\Gamma} = \frac{1}{3} \delta_{\sigma}; \\ m_{\Gamma} = \frac{1}{3} m_{\sigma}. \end{aligned} \right\}, \quad (5.8)$$

де  $\delta_{\sigma}$  – граничне відхилення похибок будівельно-монтажних робіт.

У всякому разі, похибки геодезичних вимірювань згідно формули (5.8) не повинні перевищувати 33% похибок будівельно-монтажних робіт.

Розраховані та визначенні за державними і відомчими нормативами точності геодезичних розмічувальних робіт повинні бути обґрунтовані в проекті виконання геодезичних робіт (ПВГР),

який є частиною загального проекту будівельно-монтажних робіт (ПБР) при зведенні всіх видів інженерних споруд і монтажі технологічного устаткування.

Для особливо складних і унікальних споруд приймають сумарну середню квадратичну похибку детальних розмічувальних робіт не більше  $1/10$  від величини граничного відхилення (допуска) згідно проекту. Виходячи з цієї похибки, розраховують точність окремих видів розмічувальних робіт [ 65 ].

## **§ 5.2. Елементи геодезичних розмічувальних робіт**

При топографічному зніманні місцевості вимірюють кути, лінії та перевищення до характерних точок предметів, контурів та рельєфу місцевості, за якими складають топографічні карти і плани.

Проектування будинків та споруд виконують на топографічних картах і планах. Щоб отримати на місцевості положення запроектованих будинків та споруд, необхідно визначити на карті від пунктів геодезичної основи чи твердих місцевих предметів і контурів кути, лінії та перевищення до характерних точок проекту (кутів будинків і споруд, осей вулиць та проїздів, підземних і надземних інженерних комунікацій та ін.) та шляхом їх побудови на місцевості визначити положення шуканих точок проекту. Такі дії називають **розмічуванням елементів геодезичних робіт**.

### **5.2.1. Побудова проектного горизонтального кута**

Винесення з плану на місцевість горизонтального кута  $\beta$  виконується від вихідної лінії  $AB$  планової геодезичної основи (рис.5.1,*a*). У вершині кута в точці  $A$  встановлюють теодоліт і приводять його в робоче положення (центрують, горизонтують і встановлюють сітку ниток “на око”). Візують на точку  $B$ .

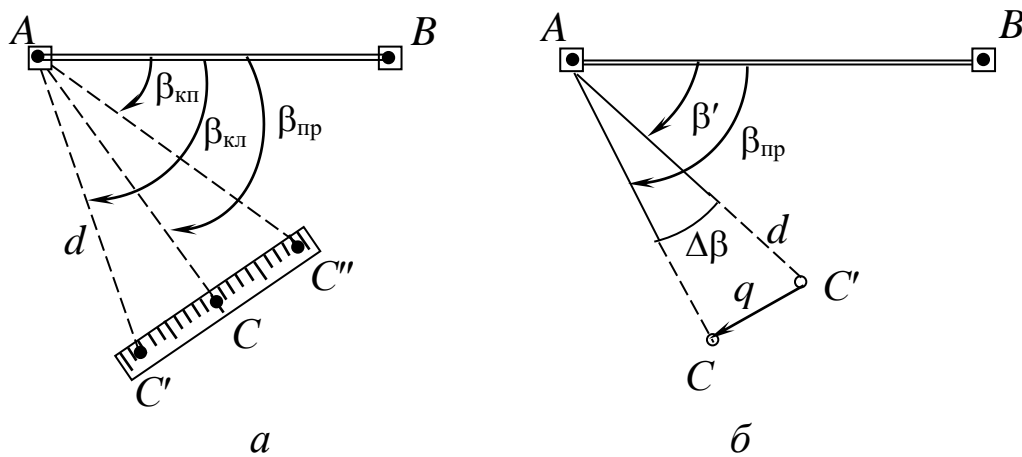


Рис. 5.1. Побудова проектного кута

При крузі “ліво” (КЛ) встановлюють відлік близький до  $0^\circ$ . Додають до початкового відліку проектне значення кута  $\beta_{\text{пр}}$  і встановлюють відлік по горизонтальному кругу  $\beta_{\text{кл}}$ . Уздовж напрямку візирної осі зорової труби теодоліта на заданій відстані  $d$  помічають точку  $C'$ . Перевертають трубу через zenit і при крузі “право” (КП) так само відкладають на лімбі горизонтального круга відлік  $\beta_{\text{кп}}$  (рис. 5.1). Аналогічно помічають точку  $C''$ .

Можна до точок  $C'$  і  $C''$  прикласти лінійку і визначити положення середньої точки  $C = (C' + C'') : 2$ , яка лежить на лінії проектного кута. При цьому ліквідується вплив колімаційної похибки. Шуканий проектний кут  $\beta_{\text{пр}}$  дорівнює куту  $\angle BAC$ .

Точки  $C'$  і  $C''$  можна фіксувати відліками по шкалі горизонтальної рейки, встановленій перпендикулярно до напрямку візирної осі труби теодоліта.

Для підвищення точності розмічування проектного кута встановлюють теодоліт у точці  $A$  і від лінії  $AB$  при одному крузі (КЛ) з точністю  $1'-2'$  відкладають кут  $\beta'$  та закріплюють точку  $C'$  (рис.5.1, б). Потім при двох кругах декількома прийомами вимірюють кут  $\beta'$ . Визначають похибку кута:

$$\Delta\beta = \beta_{\text{пр}} - \beta'. \quad (5.9)$$

Обчислюють лінійний елемент редукування (виправлення):

$$q = d \cdot \operatorname{tg} \Delta\beta = \frac{d\Delta\beta''}{\rho''}. \quad (5.10)$$

Залежно від знака  $(+q)$  – вправо, а  $(-q)$  – вліво від точки  $C'$  по перпендикуляру до лінії  $AC'$  відкладають відрізок  $q$  і отримують проектний кут  $\beta_{\text{пр}} = \angle BAC$ .

При застосуванні лазерних теодолітів та електронних тахеометрів фіксація напрямів або відліки по рейці виконуються безпосередньо за центром видимої світлової плями лазерного променя.

На точність побудови проектного кута впливають похибки центрування теодоліта і редукації (фіксації) візирних знаків (точки  $S, C', C''$ ), похибки приладу, відліків та впливу зовнішніх умов. Позначимо їх середніми квадратичними похибками (СКП) відповідно:  $m_{\text{ц}}, m_{\text{р}}, m_{\text{п}}, m_{\text{в}}, m_{\text{з\у}}$ . Тоді загальна середня квадратична похибка побудови кута буде

$$m_{\beta} = \sqrt{m_{\text{ц}}^2 + m_{\text{р}}^2 + m_{\text{п}}^2 + m_{\text{в}}^2 + m_{\text{з\у}}^2}. \quad (5.11)$$

У практиці виконання геодезичних розмічувальних робіт відома величина СКП кута –  $m_{\beta}$ . Для забезпечення точності побудови кута необхідно знати величини складових похибок. На їх основі підбирають прилади та намічають методику виконання робіт.

На рівні попередніх розрахунків точності вважають, що  $m_{\text{ц}} = m_{\text{р}} = m_{\text{п}} = m_{\text{в}} = m_{\text{з\у}} = m_{\text{о}}$ . Тоді

$$m_{\beta} = m_{\text{о}} \sqrt{5}, \text{ або } m_{\text{о}} = \frac{m_{\beta}}{\sqrt{5}}. \quad (5.12)$$

Відповідно точність центрування  $e$  та редукції  $e_1$  обчислюються за такими формулами:

$$e = \frac{\delta_i'' d}{5\rho''}; \quad e_1 = \frac{m_o'' d}{5\rho''}. \quad (5.13)$$

Оптимальну ширину візирної цілі (шпильки, цвяха, віхи, марки тощо) визначають за формулою:

$$e = 5,6 \cdot e_1. \quad (5.14)$$

Кількість прийомів визначається за формулою

$$n = \frac{m_{вз}^2 + \frac{1}{2} m_{в}^2}{m_o^2}, \quad (5.15)$$

де  $m_{вз} = \frac{30''}{V^*}$  - похибка візування;  $V^*$  - збільшення труби теодоліта;  $m_g = t / 2\sqrt{3}$  - похибка відліку;  $t$  - точність відліку по лімбу.

У способі редукування середня квадратична похибка відкладення елемента редукції  $q$  обчислюється за формулою

$$m_q = \frac{dm_{\Delta B}''}{\rho''}. \quad (5.16)$$

Після остаточного закріплення винесеного кута виконують контроль вимірювання. Різниця між проектним і контрольним значеннями кута не повинна перевищувати заданої точності розмічування проектного кута.



### 5.2.2. Побудова проектної довжини лінії

При вимірюванні ліній на місцевості спочатку визначають мірними приладами її довжину і вводять поправки за: компарування, температуру та нахил місцевості, отримуючи довжину горизонтального прокладання вимірюваної лінії.

Задача розмічування лінії проектної довжини на місцевості обернена до її вимірювання. Тут заздалегідь відома горизонтальна проекція (прокладання) лінії і точність її відкладання. При цьому поправки в лінію обчислюють і вводять безпосередньо перед вимірюванням або під час них.

При розмічуванні лінії спочатку на місцевість уздовж заданого напрямку відкладають проектну довжину горизонтальної проекції ліній  $L_{пр}$ . Кінець її закріплюють тимчасовим знаком (фіксують). Потім вимірюють її величину  $L_{в}$  із заданою проектом точністю і обчислюють різницю:

$$\Delta L_o = L_{в} - L_{пр}.$$

Одночасно в величину  $\Delta L_o$  вводять поправки:

1) за компарування мірного приладу:

$$\Delta L_k = \frac{L_{в}}{l_o} \Delta l_k; \quad (5.17)$$

2) за нахил місцевості:

$$\Delta L_v = 2L \sin \frac{v}{2} = \frac{h^2}{2L}; \quad (5.18)$$

3) за температуру:

$$\Delta L_t = \alpha L_{в}(t_{в} - t_{к}), \quad (5.19)$$

де  $L_{в}$  – виміряна чи проектна довжина лінії;

$l_o$  – номінальна довжина мірного приладу (стрічка, рулетка);

$\Delta l_k$  – поправка компарування на довжину мірного приладу;  
 $v$  – кут нахилу місцевості;  
 $h$  – перевищення між кінцевими точками лінії;  
 $\alpha$  - коефіцієнт температурного розширення металу (для сталі  $\alpha = 12,5 \cdot 10^{-6}$ );  
 $t_b$  і  $t_k$  – температура повітря при вимірюванні та компаруванні.

Загальна поправка дорівнює

$$\Delta L = \Delta L_o + \Delta L_k + \Delta L_v + \Delta L_t. \quad (5.20)$$

Поправка за нахил місцевості вводиться зі знаком плюс (+) незалежно від знака нахилу місцевості.

Обчислену поправку  $\Delta L$  до вимірної лінії  $L_b$  відкладають уздовж лінії від закріпленої точки у потрібному напрямі залежно від знака поправки  $\Delta L$  і закріплюють точку на відстані  $L_{пр}$ .

Зазначимо, що кут нахилу місцевості  $v$  або перевищення  $h$  між кінцевими точками лінії можна заздалегідь визначити за планом із горизонталями і тому поправку  $\Delta L_v$  можна обчислити завчасно.

За іншим способом можна відразу точно відкласти на місцевості довжину проектної лінії з урахуванням поправок. Однак це технічно більш складно, особливо при точних розмічуваннях.

При застосуванні світловіддалемірів вводять поправку за нахил місцевості. При використанні електронних тахеометрів по електронному табло можна контролювати горизонтальну чи проектну довжину лінії.

При проведенні розмічувальних робіт на бетонних поверхнях (перекриттях) тощо, поправку за температуру у довжину сталевих стрічок не вводять, оскільки коефіцієнти температурного

розширення бетону і сталі досить близькі за величиною (для залізобетону  $\alpha = 14 \cdot 10^{-6}$ ).

При підвищеній точності розмічувальних робіт слід керуватись допустимими величинами похибок, які впливають на точність вимірювань. Якщо проектом задана середня квадратична похибка розмічування лінії  $m_L$ , то при вимірюваннях підвісними дротами чи рулетками середні квадратичні похибки окремих операцій при вимірюванні не повинні перевищувати [54] :

1) компарування

$$m_k \leq 0,18 \frac{m_L}{n}; \quad (5.21)$$

2) кута нахилу місцевості

$$m_v \leq 0,18 \frac{m_L \rho''}{n l_o \sin v}; \quad m_h \leq 0,18 \frac{m_L l_o}{nh}; \quad (5.22)$$

3) температури

$$m_t \leq 0,29 \frac{m_L}{l_o \alpha \sqrt{n}}; \quad (5.23)$$

4) натягу мірного приладу, кг

$$m_p \leq 0,29 \frac{m_L \omega E}{l_o \sqrt{n}}; \quad (5.24)$$

5) відхилення від створу лінії

$$m_c \leq 0,3 \sqrt{\frac{m_L}{n} l_o}; \quad (5.25)$$

6) величини стрілки провисання чи згину дрота або рулетки

$$f \leq 0,26 \sqrt{\frac{m_L l_0}{n}}; \quad (5.26)$$

7) похибка фіксації

$$m_\phi \leq 0,41 \frac{m_L}{\sqrt{n}}; \quad (5.27)$$

де  $n$  – кількість відкладань мірного приладу;

$l_0$  – номінальна довжина мірного приладу;

$\nu$  – кут нахилу лінії;

$h$  – перевищення між кінцевими точками лінії;

$\alpha$  – коефіцієнт температурного розширення (для сталі  $\alpha = 12,5 \cdot 10^{-6}$ );

$E$  – модуль Юнга (для сталі  $E = 2 \cdot 10^4$  кг/мм<sup>2</sup>);

$\omega$  – площа поперечного перерізу мірного приладу (стрічки).

### 5.2.3. Розмічування точки за проектною висотою

Винесення на місцевості точок із заданими проектними позначками  $H_{пр}$  виконують від пунктів висотних геодезичних мереж. Практично завдання полягає у розмічуванні проектного перевищення  $h_{пр}$  (рис. 5.2).

В умовах будівельного майданчика задача винесення точок з проектною позначкою, чи проектного перевищення виникає при встановленні реперів “будівельного нуля”, монтажі будівельних конструкцій за висотою, влаштуванні траншей, котлованів, вертикальному плануванні та ін. Застосовують методи геометричного, гідростатичного та тригонометричного нівелювання.

При виконанні будівельно-монтажних і земляних робіт, як правило, застосовується метод геометричного нівелювання.

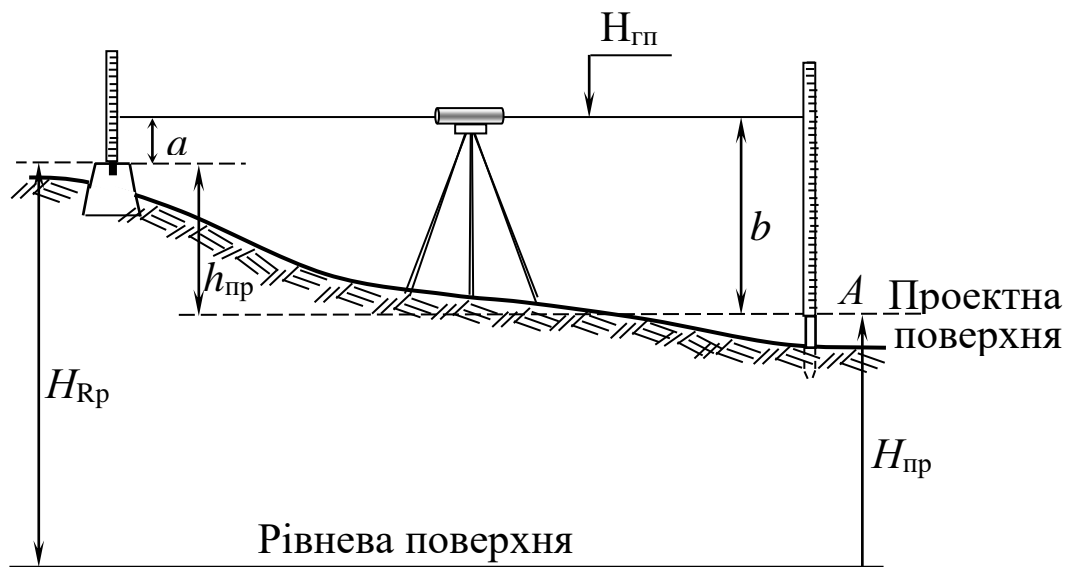


Рис. 5.2. Схема винесення точки із заданою позначкою

При винесені точки  $A$  на проектну висоту  $H_{пр}$  нівелір встановлюють посередині між вихідним репером  $R_p$  і заданою точкою  $A$  (рис.5.2). Нівелір приводять у робоче положення, на пункті  $R_p$  та точці  $A$  встановлюють рейки. Беруть відлік  $a$  по рейці на пункті  $R_p$ . Обчислюють відлік  $b$ , який повинен бути по рейці в точці  $A$ , коли низ рейки буде встановлено на проектній висоті  $H_{пр}$ .

$$b = H_{Rp} + a - H_{пр}, \quad (5.28)$$

або 
$$b = H_{ГП} - H_{пр}, \quad (5.29)$$

де  $H_{ГП} = H_{Rp} + a$  – горизонт приладу.

Наводять трубу нівеліра на рейку в точці  $A$  і піднімають її чи опускають доти, поки відлік по рейці не дорівнюватиме обчисленому відліку  $b$ . Під низ (п'ятку) рейки закріплюють точку. Її позначка і буде дорівнювати проектній позначці  $H_{пр}$ .

З іншої сторони можна обчислити проектне перевищення  $h_{\text{пр}}$  за формулою

$$h_{\text{пр}} = H_{\text{пр}} - H_{\text{Rp}}. \quad (5.30)$$

Тоді шуканий відлік  $b$  по рейці в точці  $A$  буде дорівнювати

$$b = h_{\text{пр}} + a. \quad (5.31)$$

Таку задачу можна вважати побудовою **проектного перевищення**.

При використанні лазерних нівелірів досить зручно встановлювати рейку в точці  $A$  на відлік  $b$  за лазерним променем і закріплювати точку на проектну висоту.

За **другим способом** точку  $A$  тимчасово закріплюють на довільну, але наближену до проектної, висоту. За допомогою нівеліра вимірюють перевищення  $h$  між репером і тимчасово закріпленою точкою  $A$ . Обчислюють поправку:

$$\Delta h = h_{\text{пр}} - h. \quad (5.32)$$

Поправку  $\Delta h$  вводять за допомогою лінійки чи рулетки у висоту тимчасового знака, знижуючи або підвищуючи його.

Точність винесення точки на проекту висоту від вихідних реперів обумовлена середніми квадратичними похибками: відліків  $a$  і  $b$  –  $m_a$ ,  $m_b$ ; фіксації точки  $m_{\text{ф}}$ . Середня квадратична похибка винесеного проектного перевищення становитиме

$$m_h = \sqrt{m_a^2 + m_b^2 + m_{\text{ф}}^2}. \quad (5.33)$$

Похибки відліків зумовлені сумарним впливом:

а) похибок приведення візирної осі труби нівеліра у горизонтальне положення:

$$m_{\alpha} = 0'', 2\tau \frac{d}{\rho''}, \quad (5.34)$$

де  $\tau$  - ціна поділки рівня;

- для нівелірів з компенсаторами:

$$m_{\alpha} = m_k \frac{d}{\rho''}, \quad (5.35)$$

де  $m_k$  – середня квадратична похибка компенсації візирної осі;

б) похибок відліку за поділками рейки:

$$m_b = (0,20 \frac{d}{V^*} + 0,03t) \text{ мм}, \quad (5.36)$$

де  $d$  – довжина візирного променя;

$V^*$  – збільшення зорової труби нівеліра;

$t$  – величина найменшої поділки рейки;

в) похибок  $m_{\gamma}$  нанесення поділок на рейці – для сучасних рейок з поділками 10 мм  $m_{\gamma} = (0,3 - 0,5)$  мм;

г) похибок впливу зовнішніх умов. Вважається, що за нормальними умовами вимірювань вони не перевищують  $\pm 2$  мм, тобто  $m_{zy} = 2$  мм.

Тоді середня квадратична похибка відліку по рейці становитиме:

$$m_a = m_b = \sqrt{m_a^2 + m_b^2 + m_{\gamma}^2 + m_{\zeta\phi}^2}. \quad (5.37)$$

Похибки фіксації зазвичай не перевищують  $m_{\phi} \leq 1$  мм. Знаючи  $\tau$ ,  $m_k$ ,  $d$ ,  $v$ , і  $t$  за формулами (5.33-5.37) можна обчислити середню квадратичну похибку винесення проектної позначки (перевищення) –  $m_h$  (5.33).

Якщо задано  $m_h$ ,  $d$ ,  $t$ ,  $m_o$ , то можна за наведеними формулами визначити ціну поділки рівня  $\tau$ , похибку компенсатора  $m_k$ , збільшення зорової труби  $V$  і за їх значенням підібрати нівелір заданої точності.

### § 5.3. Способи геодезичних розмічувальних робіт

Проектне положення точок інженерних споруд на місцевості визначають шляхом винесення окремих елементів розмічувальних робіт (див. § 5.2). Однак, щоб отримати ту чи іншу точку споруди на місцевості, доводиться виносити одночасно декілька елементів розмічувальних робіт. Методика сполучення декількох елементів становить **спосіб геодезичних розмічувальних робіт**.

Залежно від типу споруд, наявності приладів, методів, умов вимірювань, вимог до точності вимірювань розрізняють способи геодезичних розмічувальних робіт: прямокутних координат або перпендикулярів, полярних координат, прямої кутової та оберненої засічок, лінійної засічки, створної засічки, GPS-розмічування, вільної станції та редукування.

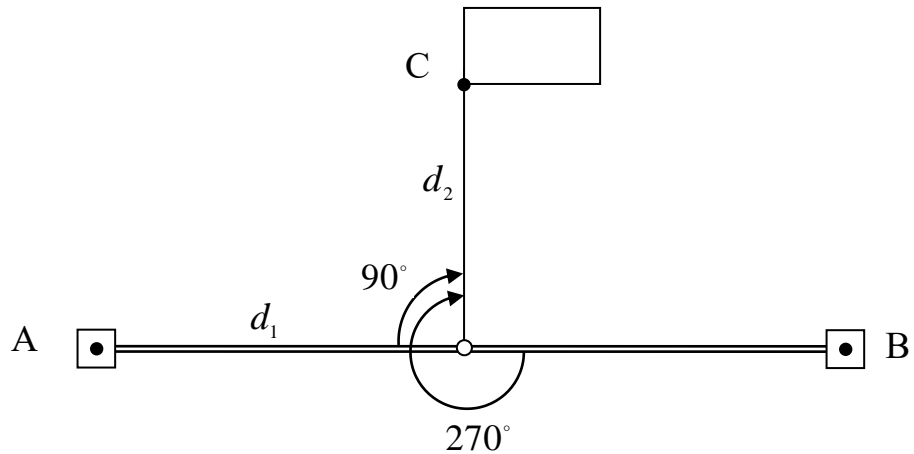
#### 5.3.1. Спосіб прямокутних координат

Найчастіше спосіб прямокутних координат застосовується при розмічуванні промислових та цивільних будинків, від пунктів будівельної сітки або червоних ліній вулиць та проїздів.

Розмічування на місцевості точки  $C$  способом прямокутних координат (рис. 5.3) при визначених довжинах перпендикулярів  $d_1$  і  $d_2$  складається із таких дій:

1) по створу вихідної сторони геодезичної основи (будівельної сітки) по лінії  $AB$  відкладають відрізок  $d_1$ ;





**Рис. 5.3. Спосіб прямокутних координат**

2) в отриманій точці  $E$  за допомогою теодоліта (екера – при невисокій точності розмічувальних робіт) відкладають кут  $90^\circ$  від лінії  $EA$  або  $270^\circ$  від лінії  $EB$ .

Рекомендується будувати кут від довшої сторони:

3) уздовж отриманого перпендикулярного напрямку відкладають проектну відстань  $d_2$  і отримують проектне положення шуканої точки  $C$ .

Лінії  $d_1$ ,  $d_2$  вимірюють мірною стрічкою, рулеткою, електронною рулеткою. Довжина перпендикуляра  $d_2$ , як правило, не повинна перевищувати довжини мірного приладу.

При використанні точних електронних теодолітів та тахеометрів спосіб прямокутних координат можна застосовувати і при значних відстанях  $d_1$  і  $d_2$ .

Проектні значення перпендикулярів  $d_1$  і  $d_2$  визначають графічно за генпланом або обчислюють аналітично за координатами точок  $A$ ,  $B$  і  $C$ .

На точність розмічування точки способом прямокутних координат впливають похибки:

- 1) вихідних пунктів –  $m_b$ ;
- 2) вимірювання перпендикулярів  $d_1$  і  $d_2$  –  $m_{d_1}$  і  $m_{d_2}$ ;
- 3) побудови прямого кута –  $m_\beta$ ;
- 4) фіксації точки –  $m_\phi$ .

Середня квадратична похибка розмічування точки  $C$ , коли  $m_{d_1} = m_{d_2} = m_d$  обчислюється за формулою

$$m_c = \sqrt{m_b^2 + (d_1^2 + d_2^2) \frac{m_d^2}{d^2} + d_2^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} + m_\phi^2}. \quad (5.38)$$

Якщо задано похибку розмічування точки  $C$ , то можна розрахувати точність винесення окремих елементів.

Беруть:

$$\frac{m_d^2}{d^2} (d_1^2 + d_2^2) \approx \frac{m_\beta^2}{\rho^2} d_2^2 = m_o^2; \quad m_b = \frac{m_o}{\sqrt{2}}; \quad m_\phi = 0,33m_o. \quad (5.39)$$

Тоді за формулою (5.37) отримаємо:

$$m_o = \frac{m_c}{1,9}, \quad (5.40)$$

а за формулами (5.39) визначимо:

$$m_b = \frac{m_c}{2,6}; \quad m_d = \frac{m_c}{1,9}; \quad m_\beta = \frac{m_c \cdot \rho''}{1,9 \cdot d_2}; \quad m_\phi = 0,16m_c. \quad (5.41)$$

Якщо маємо прилади, відомі елементи  $d_1$  і  $d_2$ , розроблену методику вимірювань, то за формулою (5.38) можна розрахувати похибку розмічування точки  $C$  –  $m_c$ . Якщо вона перевищує задану точність, то відповідно підвищують точність розмічуваних робіт.

Оскільки у способі прямокутних координат точка  $C$  визначається двома перпендикулярами  $d_1$  і  $d_2$ , то його іноді називають **способом перпендикулярів**.

### 5.3.2. Спосіб полярних координат

При розмічуванні на місцевості точок споруд вихідною віссю полярної системи координат є сторона геодезичної розмічувальної основи  $AB$  (рис. 5.4).

За радіус-вектор беруть проектну відстань  $d_1$  між вихідним пунктом геодезичної основи  $A$  і проектною точкою  $C$ .

Розмічування виконують в такій послідовності:

1) у точці  $A$  встановлюють теодоліт, приводять у робочий стан і за ходом годинникової стрілки відкладають величину проектного кута  $\beta'$ ;

2) уздовж отриманого напрямку відкладають проектну відстань  $d_1$  і отримують проектне положення шуканої точки споруди  $C$ .

На рис. 5.4. графічно зображено розмічування точки  $D$  з вихідного пункту  $B$  та точки  $C$  з вихідного пункту  $A$ .

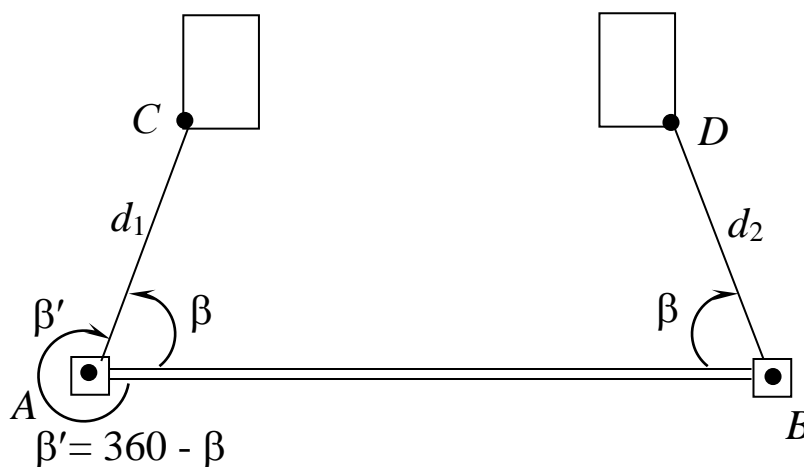


Рис. 5.4. Спосіб полярних координат

Проектні величини  $\beta$  і  $d$  вибирають з розмічувальних креслень. Якщо задані проектні координати точки  $C(x_c, y_c)$ , то можна обчислити:

- дирекційний кут радіуса-вектора

$$\alpha_{\hat{AN}} = \text{arctg} \frac{y_C - y_A}{x_C - x_A} = \text{arctg} \frac{\Delta y}{\Delta x}, \quad (5.42)$$

дирекційний кут  $\alpha_{AC}$  обчислюють в залежності від чверті за знаками  $\pm\Delta x, \pm\Delta y$  [ 52,53 ];

- довжину радіуса-вектора:

$$d = \sqrt{(x_C - x_A)^2 + (y_C - y_A)^2}, \quad (5.43)$$

або

$$d = \frac{y_C - y_A}{\sin \alpha_{AC}}; \quad d = \frac{x_C - x_A}{\cos \alpha_{AC}}, \quad (5.44)$$

- полярний кут:

$$\beta = \alpha_{AC} - \alpha_{AB}, \quad (5.45)$$

де  $\alpha_{AB}$  – дирекційний кут сторони геодезичної основи.

Проектні кути  $\beta$  виносять при двох положеннях вертикального круга (КП і КЛ) і беруть середнє положення радіуса-вектора  $d$ . Відстань  $d$  вимірюють стрічкою, рулеткою, електронною рулеткою, світловіддалемірами.

Спосіб полярних координат застосовують на відносно рівній відкритій місцевості, коли відстані до шуканих точок не перевищують довжини мірного приладу.

При застосуванні електронних тахеометрів за програмним забезпеченням на електронному табло отримують фактичні значення координат точки  $S$ . Можна визначати положення точки через наявні перешкоди та на значних відстанях.

Ефективним є використання електронних приладів з лазерним візирним променем.

Точність полярного способу залежить від похибок: вихідних пунктів ( $m_A, m_B$ ); побудови кута  $\beta$  ( $m_\beta$ ), вимірювання радіуса-вектора  $d$  ( $m_d$ ) і фіксації точки  $C$  ( $m_\phi$ ).

Середня квадратична похибка положення точки  $C$  обчислюється за формулою

$$m_C = \sqrt{m_A^2 + m_B^2 + \frac{d^2}{\rho^2} m_\beta^2 + m_d^2 + m_\phi^2}. \quad (5.46)$$

Приймають:

$$\frac{d^2}{\rho^2} m_\beta^2 = m_d^2 = m_0^2; \quad m_0 = \sqrt{2}m_A; \quad m_A = m_B; \quad m_\phi = 0,33m_0. \quad (5.47)$$

Тоді

$$m_A = m_B = \frac{m_C}{\sqrt{6,2}}; \quad m_\beta'' = \frac{m_C \rho''}{d \sqrt{3,1}}; \quad m_d = \frac{m_C}{\sqrt{3,1}}; \quad m_\phi = 0,2m_0. \quad (5.48)$$

Це означає, що при заданій похибці винесення точки  $C$  -  $m_C$  можна обчислити: середні квадратичні похибки положення точок вихідної основи, побудови кута, вимірювання радіуса-вектора та фіксації точки і вибрати методику виконання геодезичних робіт.

При застосуванні електронних тахеометрів можна попередньо наближено тимчасово закріпити шукану точку  $C_0$ . Визначити безпосередньо при вимірюваннях її координати. За формулами (5.42) – (5.45) обчислити елементи  $\alpha$ ,  $d$  та  $\beta$ , за допомогою яких від точки  $C_0$  і лінії  $CA$  змістити точку  $C_0$  (виконати редукування) до проектного положення  $C$ . Цей спосіб застосовують при значних відстанях радіусів-векторів  $d$ .

### 5.3.3. Спосіб прямої кутової засічки

Спосіб прямої кутової засічки використовують при розмічуванні точки  $C$ , значно віддаленої від опорних пунктів геодезичної мережі  $A$  і  $B$ , або коли безпосереднє вимірювання відстаней  $d_1$  і  $d_2$  утруднене чи небезпечне (рис. 5.5). Найчастіше його використовують при розмічуванні гідроелектростанцій, опор мостів розташованих на воді та ін.

У способі прямої кутової засічки одночасно використовують два теодоліти. Їх встановлюють у точках  $A$  і  $B$  і приводять у робочий стан (рис.5.5).

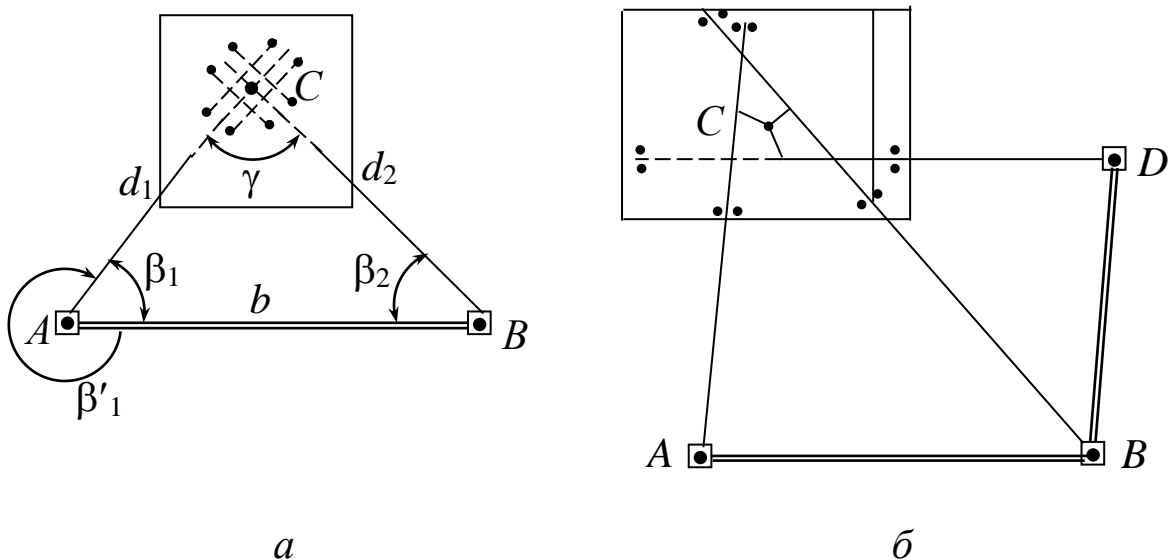


Рис. 5.5. Спосіб прямої кутової засічки:

$a$  – одноразова;  $б$  – багаторазова

Від лінії геодезичної основи з точок  $A$  і  $B$  будують проектні кути  $\beta_1$  ( $\beta'_1$ ) і  $\beta_2$  при двох положеннях вертикального круга (КЛ і КП). З отриманих напрямів визначають середні положення. При розмічуванні в попередньо поміченій точці  $C$  установлюють горизонтальний столик (дошку, планшет). На ній фіксують положення візирних променів при кругах КЛ та КП. На перетині

отриманих напрямів і одержують проектне положення точки  $C$  (рис. 5.5, *a*). Значення кутів вибирають із розмічувальних креслень або обчислюють за формулами (5.42) – (5.45) за заданими координатами точок  $A, B$  і  $C$ .

Практично для контролю розмічувальних робіт беруть 3 – 4 вихідних пункти. Тоді на перетині трьох напрямків отримують трикутник похибок (рис. 5.5, *б*). Точка  $C$  визначається на перетині медіан трикутника. Засічку з трьох і більше пунктів називають **прямою багаторазовою кутовою засічкою**.

На точність розмічування точок способом прямої кутової засічки впливають похибки:

- 1) вихідних даних –  $m_B$ ;
- 2) побудови кутів –  $m_\beta$ ;
- 3) фіксації точки  $C$  –  $m_\phi$ .

Середня квадратична похибка розмічування точки визначається за формулою:

$$m_C = \sqrt{m_B^2 + \frac{m_\beta^2 b^2}{\rho^2 \sin^4 \gamma} (\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2) + m_\phi^2}, \quad (5.49)$$

де  $\gamma = 180^\circ - (\beta_1 + \beta_2)$ .

При заданій  $m_C$  розраховують величини складових похибок, приймаючи:

$$\frac{m_\beta b}{\rho \sin^2 \gamma} \sin \beta = m_0; \quad m_B = \frac{m_C}{\sqrt{2}}; \quad m_\phi = 0,33m_0. \quad (5.50)$$

За формулою (5.49) отримаємо:

$$m_0 = \frac{m_C}{1,6}. \quad (5.51)$$

Використовуючи формулу (5.50) отримаємо:

$$m_B = \frac{m_C}{2,2}; \quad m_{\beta_1} = \frac{m_C \rho \sin^2 \gamma}{1,6b \sin \beta_1}; \quad m_{\beta_2} = \frac{m_C \rho \sin^2 \gamma}{1,6b \sin \beta_2};$$

$$m_\phi = 0,2m_C. \quad (5.52)$$

Розрахунок похибок центрування, редукції та кількості прийомів виконується за формулами (5.13, 5.15) (див. §5.2). Якщо попередньо відомі похибки вимірювань і вихідних даних, то за формулою (5.49) можна розрахувати точність розмічування точки  $C$  і порівняти із заданою точністю.

Зауважимо, що вплив похибок центрування та редукції аналогічно впливу похибок у положенні вихідних пунктів  $A$  і  $B$ . При розмічувальних роботах, з використанням оптичного центрування електронних теодолітів і тахеометрів, елементи центрування приладу та редукції візування можна звести до мінімуму і тому їх впливом можна знехтувати. Тому при розрахунках точності прямої кутової засічки можна вважати, що похибки вихідних пунктів включають і похибку центрування, а похибка фіксації точки  $C$  – похибку редукції.

Для випадку прямої багатократної засічки ( $n > 2$ ) К.Л.Проворов [52] запропонував обчислювати середню квадратичну похибку власне самої засічки за формулою

$$m_c = \frac{m_\beta}{\rho''} \sqrt{\frac{[1/d^2]}{[\sin^2 t_{ik}/d_i^2 d_k^2]}}, \quad (5.53)$$

де  $t_{ik}$  – кути між напрямками з точки  $C$  на вихідні пункти;

$d_i$  – відстані від вихідних пунктів до розмічувальної точки.



Аналізом формул розрахунку точності встановлено, що рівнобічна пряма кутова засічка під кутом  $\gamma = 109^{\circ}28'$  має найвищу точність. Більш детальну інформацію про точність прямої кутової засічки можна отримати в [12].

Для підвищення точності розмічування точки способом прямої кутової засічки вимірюють точні значення кутів  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  і кут  $\gamma$  в точці  $C$ .

Після вирівнювання трикутника обчислюють координати точки  $C$ , порівнюють їх із проектними і вводять поправки в положення точки  $C$ .

Такий спосіб прямої кутової засічки розмічування називають **способом замкненого трикутника**.

Середня квадратична похибка власне способу трикутника обчислюється за формулою

$$m_c^2 = \frac{d_1^2 + d_2^2 + b^2}{3 \sin^2 \gamma} \left( \frac{m_\beta''}{\rho''} \right)^2 + \left( \frac{m_b}{b} \right)^2 d_1^2 + \left( \frac{m_\alpha''}{\rho''} \right)^2 d_1^2, \quad (5.54)$$

де  $m_b$ ,  $m_\alpha$  – середні квадратичні похибки визначення базисної сторони та її дирекційного кута;

$m_\beta$  – середня квадратична похибка вимірювання кутів.

Якщо на місцевості відсутній третій напрямок, то для контролю вимірюють кут  $\gamma$  в точці  $C$ .

При використанні електронних теодолітів та тахеометрів спосіб прямої кутової засічки перетворюється у спосіб лінійно-кутової засічки. Одночасно за програмним забезпеченням електронних приладів можна отримати координати точки  $C$  з двох напрямків  $AC$  і  $BC$ . За величиною їх відхилень роблять висновок щодо точності розмічування точки  $C$ .

Якщо різниця в координатах не перевищує граничного відхилення  $\delta \leq 3m_c$ , то за остаточні координати приймають їх

середнє значення отримане з напрямків  $AC$  та  $BC$ . За необхідності розмічування повторюють. Перспективним є використання електронних теодолітів і тахеометрів з лазерними віддалемірами.

### 5.3.4. Спосіб лінійної засічки

Точка  $C$  у способі розмічування лінійною засічкою визначається перетином дуг проектних відстаней  $d_1$  і  $d_2$ , віддалених від двох опорних пунктів  $A$  і  $B$  (рис. 5.6, *a*) або від двох точок  $M$  і  $N$ , розміщених по створу лінії геодезичної основи (рис. 5.6, *б*).

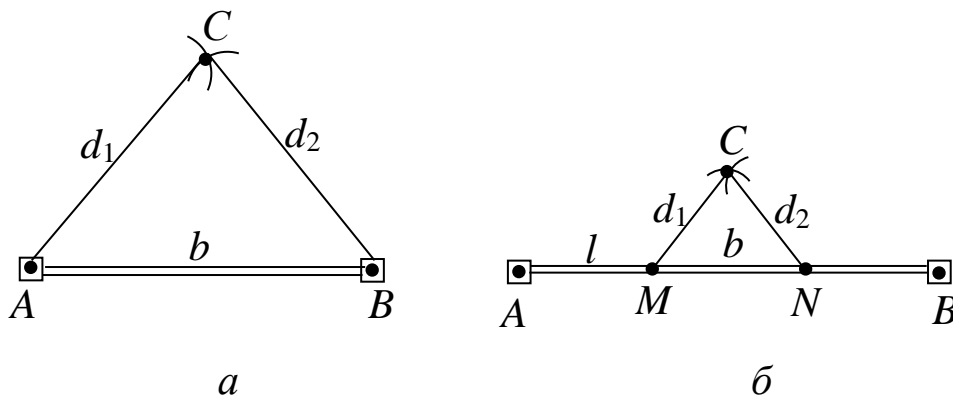


Рис. 5.6. Схема способу лінійної засічки

Спосіб лінійної засічки застосовується на рівній горизонтальній поверхні місцевості. Довжини ліній  $d_1$  і  $d_2$  не повинні перевищувати довжини мірного приладу. Схема розмічування і проектні відстані  $d_1$  і  $d_2$  вибираються із розмічувальних креслень або розраховуються за координатами точок  $A$ ,  $B$ ,  $C$ ,  $M$ ,  $N$ .

При розмічуваннях користуються одночасно двома стрічками (рулетками). Їх нульові поділки прикладають до точок  $A$ ,  $B$  або  $M$ ,  $N$ . Мірні стрічки розташовують так, щоб вони перетнулися в точці  $C$  на відстані  $d_1$  і  $d_2$ . На перетині позначають проектне положення шуканої точки  $C$ . На поверхні будівельних конструкцій роблять дуги радіусами  $d_1$  і  $d_2$ , перетин яких і визначає точку  $C$ .

Коли відстань між вихідними пунктами  $A$  і  $B$  велика, то у створі лінії  $AB$  розмічають точку  $M$  на відстані  $l$  від точки  $A$  і точку  $N$  на відстані  $b$  від точки  $M$  так, щоб віддалі  $d_1$  і  $d_2$  не перевищували довжини мірного приладу. При цьому кут при точці  $C$  повинен бути близьким до  $90^\circ$  (рис. 5.6, б).

Для визначення точності лінійної засічки використаємо формулу середньої квадратичної похибки власне прямої кутової засічки

$$m_c^2 = b^2 \frac{\sin^2 \beta_2}{\sin^4 \gamma} \cdot \frac{m_{\beta_1}^2}{\rho^2} + b^2 \frac{\sin^2 \beta_1}{\sin^4 \gamma} \cdot \frac{m_{\beta_2}^2}{\rho^2}. \quad (5.55)$$

Використаємо відношення

$$\frac{\sin \beta_1}{\sin \gamma} = \frac{d_2}{b}; \quad \frac{\sin \beta_2}{\sin \gamma} = \frac{d_1}{b},$$

та приймемо реальні умови розмічувальних робіт, коли

$$\frac{m_{\beta_1}}{\rho} \approx \frac{m_{d_1}}{d_1}; \quad \frac{m_{\beta_2}}{\rho} \approx \frac{m_{d_2}}{d_2}, \text{ а}$$

$$\sin^2 \gamma = \left(2 \sin \frac{\gamma}{2} \cos \frac{\gamma}{2}\right)^2 = \frac{4p(p-d_1)(p-d_2)(p-b)}{d_1^2 d_2^2},$$

то отримаємо середню квадратичну похибку.

Середня квадратична похибка точки  $C$  обчислюється за формулою

$$m_c = \sqrt{m_b^2 + \frac{d_1^2 d_2^2}{2p(p-d_1)(p-d_2)(p-b)} m_d^2 + m_\phi^2}, \quad (5.56)$$

де  $p = (d_1 + d_2 + b):2$  – напівпериметр трикутника.

Вважають, що

$$\frac{d_1 d_2}{\sqrt{2p(p-d_1)(p-d_2)(p-b)}} m_d = m_0; \quad m_b = \frac{m_0}{\sqrt{2}};$$
$$m_\phi = 0,33m_0. \quad (5.57)$$

Якщо задана точність розмічування точки  $C$ , то обчислюють величини складових похибок

$$m_d = \frac{m_C \sqrt{2p(p-d_1)(p-d_2)(p-b)}}{1,2d_1 d_2}; \quad m_b = \frac{m_C}{1,8};$$
$$m_\phi = 0,26m_C. \quad (5.58)$$

Для контролю й підвищення точності розмічування застосовують багаторазову лінійну засічку від трьох і більше вихідних пунктів (або допоміжних точок).

Слід зазначити, що використання світловіддалемірів та електронних тахеометрів у способі лінійної засічки технологічно складне. Тому спосіб лінійної засічки використовують у випадках, коли відстані до проектних точок незначні і не перевищують довжини рулеток.

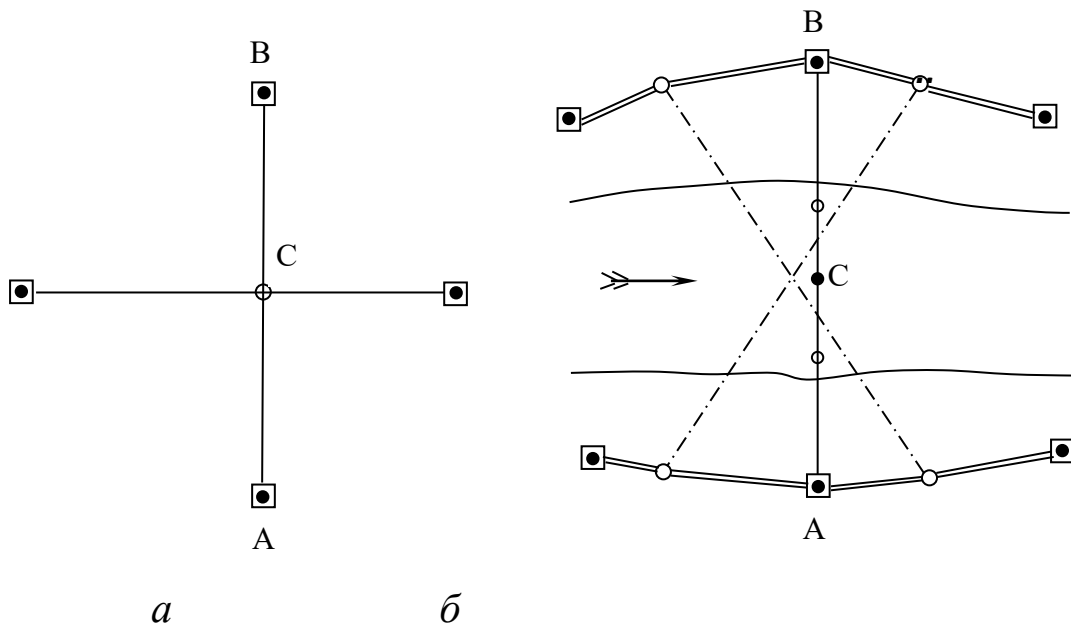
### 5.3.5. Спосіб створної засічки

У способі створної засічки проектне положення точки  $C$  визначається перетином двох візирних променів зорових труб теодолітів по створах I-I і II-II (рис. 5.7), закріплених на місцевості поза спорудою. Він має широке застосування при розмічуванні промислових цехів, мостів, гребель та інших інженерних споруд.

При розмічуванні одночасно на вихідних точках створів встановлюють два теодоліти, а на кінцевих точках створів – візирні марки чи віхи.

Теодоліти приводять у робоче положення, марки (віхи) центрують над точками. Зоровими трубами теодолітів візують на марки (віхи) у напрямку створів. На перетині візирних променів визначають і закріплюють проектне положення точки  $C$  (рис.5.7, *a*).

Для контролю вибирають третій створ. Наприклад, при розмічуванні опор моста візують по створах I-I, II-II і по осі моста  $AB$ . При розмічуванні опор моста отримують трикутник похибок. Точку  $C$  зносять з вершини трикутника по перпендикуляру на вісь моста (рис. 5.7,*б*).



**Рис. 5.7. Спосіб створної засічки:**

*a* – схема способу створної засічки; *б* – схема способу створної засічки при розмічуванні опор моста.

Застосування сучасних електронних теодолітів і тахеометрів з лазерним променем значно полегшує візуальну фіксацію напрямків по створам при визначенні положення точки  $C$ .

Точність способу створів залежить від точності побудови створів –  $m_1$  і  $m_2$  та фіксації точки  $C$  –  $m_\phi$ . Середня квадратична похибка положення точки  $C$  обчислюється за формулою

$$m_C = \sqrt{m_I^2 + m_{II}^2 + m_\Phi^2}. \quad (5.59)$$

Точність побудови створу залежить від похибок:

- 1) вихідних даних –  $m_B$ ;
- 2) центрування і редукації –  $m_{II}$ ,  $m_p$ ;
- 3) візування по створу –  $m_{B3}$ ;
- 4) перефокусування зорової труби теодоліта –  $m_\Phi$ ;
- 5) впливу зовнішніх умов –  $m_{3y}$ .

Тоді середня квадратична похибка визначення точки по створу буде дорівнювати

$$m_I = m_{II} = \sqrt{m_B^2 + m_{II}^2 + m_p^2 + m_{B3}^2 + m_\Phi^2 + m_{3y}^2}. \quad (5.60)$$

При приблизно рівній точності центрування і редукації  $l = l_1$ , отримаємо:

$$m_{II} = m_p = \frac{l}{L\sqrt{2}} \sqrt{L^2 + 2d^2 - 2dL}, \quad (5.61)$$

де  $l$  – елемент центрування (редукції);  $L$  – довжина створу,  $d$  – відстань від теодоліта до точки  $C$ ;

$$m_{B3} = \frac{20''\sqrt{2}}{\rho''} \cdot \frac{d}{V}, \quad (5.62)$$

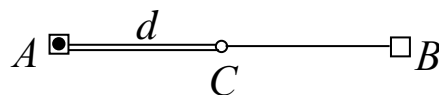
де  $V$  – збільшення зорової труби теодоліта.

$$m_\Phi = \frac{m_\Phi''}{\rho''} d. \quad (5.63)$$

Для зменшення впливу похибок фокусування створні вимірювання рекомендується виконувати при двох положеннях труби (перемофокусування). В сучасних приладах похибка фокусування  $m''_{\phi} \leq 2''$ .

У результаті досліджень виявлено значний вплив похибок зовнішніх умов внаслідок перепаду температур і тиску повітря уздовж створу. Для зменшення їх впливу рекомендується створні спостереження виконувати вранці і ввечері чи в похмурі дні.

При застосуванні теодолітів зі світловіддалемірами чи електронних тахеометрів використовують **створно-лінійну засічку** (рис. 5.8).



*Рис. 5.8. Створно-лінійна засічка*

Коли закріплено вихідні точки створу  $AB$ , на якому знаходиться проектне положення точки  $C$  на відстані  $d$ , то в точці  $A$  встановлюють прилад і приводять у робоче положення. У точці  $B$  центрують марку чи віху. Зоровою трубою візують по створу  $AB$ . У попередньо винесеній точці  $C$  встановлюють відбивач і вимірюють відстань  $d_{\text{в}}$ . Визначають різницю  $\Delta d = d_{\text{пр}} - d_{\text{в}}$ . Потім відбивач зміщують за допомогою лінійки або рулетки і знову контролюють відстань  $d_{\text{в}}$ . Якщо різниця  $\Delta d$  знаходиться у межах заданої проектом точності, то закріплюють точку  $C$ , сумістивши її з напрямом візирної осі труби теодоліта.

Середня квадратична похибка точки  $C$  обчислюється за формулою

$$m_C = \sqrt{m_B^2 + m_d^2 + m_{\phi}^2}, \quad (5.64)$$

де  $m_B$  – с.к.п. вихідних пунктів створа;

$m_d$  – с.к.п. вимірної відстані, що визначається за паспортом приладу;

$m_\phi$  – с.к.п. фіксування точки  $C$ .

Для зменшення впливу зовнішніх умов (рефракції) засічку проєктують так, щоб лінії візування проходили не ближче 1 – 2 м від стін та бокових граней фундаментів.

Похибка фіксування точки залежить від методу фіксації (олівець, голка, цвях) з застосуванням лінійних та оптичних висків. Створ може бути зафіксовано з точністю 1 – 2 мм.

### 5.3.6. Спосіб проектного полігона

Способом проектного полігона виконують розмічування витягнутих лінійних надземних і підземних інженерних споруд (тунелів, каналів, залізничних і автомобільних шляхів, трас ЛЕП, газопроводів, каналізації та ін.) на закритій місцевості, коли недостатньо розвинена мережа геодезичних пунктів і відсутні тверді предмети та контури місцевості.

Його часто називають **способом полігонометрії**. Він полягає у послідовному застосуванні полярного способу визначення наступних точок споруди від попередніх. По розмічених точках прокладають розімкнений (рис.5.9) або замкнений полігонометричний, чи теодолітний хід між вихідними пунктами геодезичної основи.

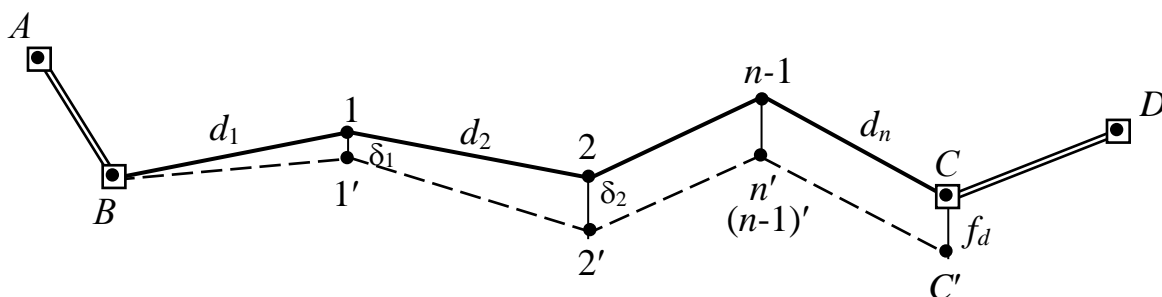


Рис. 5.9. Розмічування способом проектного полігона



За результатами вирівнювання отримують лінійну похибку

$$f_d = \sqrt{f_x + f_y}, \quad (5.65)$$

де  $f_x, f_y$  – нев'язка приростів координат.

Отримані пункти зміщують пропорційно довжині ходу по напрямку зворотному нев'язці паралельної напрямку  $f_d$

$$\delta_i = -\frac{f_d}{[d]} \sum_1^i d_i. \quad (5.66)$$

Дирекційний кут напрямку визначається за формулою

$$\alpha_\delta = \arg \operatorname{tg} \frac{f_y}{f_x}. \quad (5.67)$$

При розімкненому ході контроль розмічувальних робіт виконується повторним вимірюванням кутів і ліній.

Середня квадратична похибка кінцевої точки витягнутого полігону з приблизно рівними сторонами обчислюється за формулою

$$m_n^2 = \mu^2 [d] + \lambda^2 [d]^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [d^2] \frac{n+1,5}{3}, \quad (5.68)$$

де  $\mu$  і  $\lambda$  – коефіцієнти випадкового і систематичного впливів при лінійних вимірюваннях;

$d$  – виміряні сторони;

$m_\beta$  – середня квадратична похибка вимірювання горизонтальних кутів;

$n$  – кількість ліній полігону.

Коефіцієнт  $\mu$  вибирають залежно від мірних приладів, а коефіцієнт  $\lambda$  приймають рівним  $1/40 \mu$ .

При застосуванні сучасних електронних віддалемірів, теодолітів і тахеометрів для витягнутого ходу маємо

$$m_n^2 = m_d^2 n + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [d]^2 \frac{n+3}{12}, \quad (5.69)$$

де  $m_d$  – с.к.п. вимірювання довжини сторін.

При розмічувальних роботах полігон вважається достатньо витягнутим, якщо напрямки його сторін відхиляються від замикаючої лінії, що проходить через початкову та кінцеву точки не більше  $\pm 8^\circ$ , а його вершини відхиляються в обидві сторони від замикаючої лінії полігона.

### 5.3.7. Спосіб редукування

Розглянуті способи розмічувальних робіт передбачають виконання вимірювання кутів і ліній із заданою точністю проектних геометричних параметрів споруди.

Практично це виконати досить складно при виконанні точних і високоточних розмічувальних роботах із-за впливу випадкових і систематичних похибок, умов будівельного майданчика, технології будівельно-монтажних робіт та ін.

При виконанні будівельних робіт досить часто з невисокою точністю попередньо визначають проектне положення точок конструкцій значно віддалених від вихідних пунктів геодезичної мережі, чи таких, що знаходяться у недоступному місці (на воді тощо).

Для проведення подальших будівельно-монтажних робіт необхідно визначити положення проектних точок з високою точністю. При можливості використовують вище наведені способи розмічувальних робіт (5.3.1. – 5.3.6).

Найбільш доцільно для точного визначення координат попередньо винесеної точки застосувати спосіб полярних координат, прямої кутової засічки, створно-лінійної засічки та сучасні електронні теодоліти чи тахеометри з світловіддалемірами.

По точно визначеним координатам попередньо винесеної точки  $(X_{C_0}, Y_{C_0})$  і проектним координатам  $(X_C, Y_C)$  обчислюють елементи редукції  $d, \alpha_d, \beta$

$$\left. \begin{aligned} d_x &= X_C - X_{C_0}; \\ d_y &= Y_C - Y_{C_0}; \\ d &= \sqrt{d_x^2 + d_y^2}; \\ \alpha_d &= \operatorname{arctg} \frac{d_y}{d_x}; \\ \beta &= \alpha_d - \alpha_0; \end{aligned} \right\}, \quad (5.70)$$

де  $d, d_x, d_y$  – загальна редукція та її проекції на осі координат;

$\alpha_d$  – дирекційний кут напрямку редукції;

$\beta$  – горизонтальний кут між вихідними напрямками ( $\alpha_0$ ) та напрямком редукції  $d$  (рис. 5.10).

При редукуванні по елементам редукції зміщують попередньо винесену точку у проектне положення і остаточно її закріплюють.

При наявній видимості з точки  $C$  не менше трьох пунктів геодезичної мережі (рис. 5.10) можна використати **спосіб оберненої кутової засічки**.

Для цього приблизно вибирають положення точки  $C_0$ . Встановлюють теодоліт, приводять у робоче положення. На пунктах  $A, B, D$  встановлюють візирні марки чи віхи.

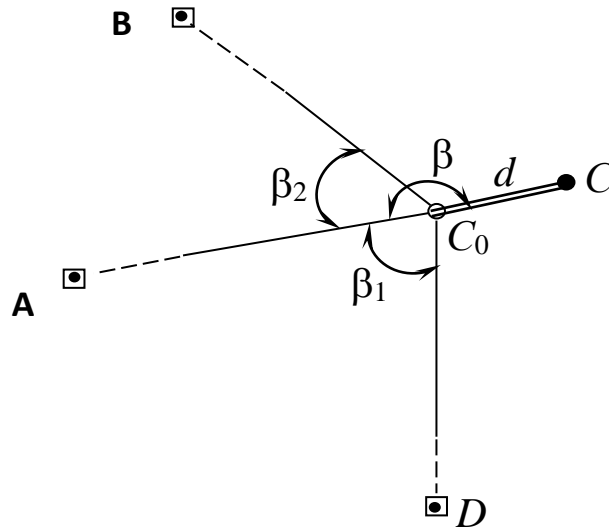


Рис. 5.10. Схема способу оберненої кутової засічки

Способом кругових прийомів вимірюють кути  $\beta_1$  і  $\beta_2$ . Координати точки  $C_0$  обчислюють за формулами:

$$\operatorname{tg} \alpha_{AC_0} = \frac{(Y_D - Y_A) \operatorname{ctg} \beta_1 + (Y_B - Y_A) \operatorname{ctg} \beta_2 - (X_B - X_D)}{(X_D - X_A) \operatorname{ctg} \beta_1 + (X_B - X_A) \operatorname{ctg} \beta_2 - (Y_B - Y_D)}; \quad (5.71)$$

$$X_{C_0} = \frac{X \operatorname{tg} \alpha_{BC_0} - X_A \operatorname{tg} \alpha_{AC_0} + (Y_A - Y_B)}{\operatorname{tg} \alpha_{BC_0} - \operatorname{tg} \alpha_{AC_0}}; \quad (5.72)$$

$$Y_{C_0} = Y_B + (X_{C_0} - X_B) \operatorname{tg} \alpha_{BC_0}; \quad (5.73)$$

$$Y_{C_0} = Y_D + (X_{C_0} - X_D) \operatorname{tg} \alpha_{DC_0}; \quad (5.74)$$

$$\alpha_{BC_0} = \alpha_{C_0A} + \beta_2 \pm 180^\circ; \quad \alpha_{DC_0} = \alpha_{C_0A} - \beta_1 \pm 180^\circ. \quad (5.75)$$

За проектними координатами точки  $C$  ( $X_C, Y_C$ ) та обчисленими координатами тимчасової точки  $C_0$  ( $X_{C_0}, Y_{C_0}$ ) за формулами (5.70) – (5.72) можна обчислити елементи редукції: дирекційний кут  $\alpha_d$ , відрізок  $d$  та кут  $\beta = \alpha_{\tilde{N}_0\tilde{N}} - \alpha_{\tilde{N}_0\tilde{A}}$ .

Відклавши від лінії  $C_0A$  кут  $\beta$  та відстань  $d$ , отримують проектне положення точки  $C$ . Тому цей спосіб інколи називають редукуванням способом оберненої кутової засічки.

При використанні електронних теодолітів зі світловіддалемірами та електронних тахеометрів одночасно вимірюють відстані від точки  $C_0$  до геодезичних пунктів  $A, B, D$ . Такий спосіб називають оберненою **лінійно-кутовою засічкою**. При цьому значно підвищується точність визначення координат точки  $C$ .

Для контролю вимірюють кути в точці  $C$  і порівнюють їх із проектними значеннями.

Програмне забезпечення електронних приладів дає змогу безпосередньо при вимірюваннях в автоматизованому режимі на електронному табло отримувати координати шуканої точки  $C$ .

Точність розмічування способом оберненої кутової засічки обумовлено похибками:

- 1) вихідних даних –  $m_B$ ;
- 2) геометрії засічки –  $m_3$ ;
- 3) центрування та редукції теодоліта і візирних цілей –  $m_{\text{ц}}, m_{\text{р}}$ ;
- 4) редукування –  $m_{\text{рд}}$ ;
- 5) фіксації точки  $C$  –  $m_{\text{ф}}$ .

Середня квадратична похибка визначення точки  $C$  обчислюється за формулою

$$m_C = \sqrt{m_B^2 + m_3^2 + 2m_{\text{ц}}^2 + 2m_{\text{р}}^2 + m_{\text{рд}}^2 + m_{\text{ф}}^2}. \quad (5.76)$$

Похибка геометрії засічки обчислюється за формулою

$$m_3 = \frac{m_{\text{р}} S_A}{\rho \sin(\beta_1 + \beta_2 + \beta_{BAD})} \sqrt{\left(\frac{S_B}{b_{AB}}\right)^2 + \left(\frac{S_D}{b_{AD}}\right)^2}, \quad (5.77)$$

де  $S$  – відстань від точки  $C$  до вихідних пунктів  $B$  і  $D$ ;

$b$  – відстані між відповідними вихідними пунктами;

$\beta_{BAD}$  – кут між вихідними сторонами  $AB$  та  $AD$ .

Похибку вихідних даних визначають за формулою

$$m_{\hat{A}} = \frac{m_{ABD}}{\sin \tau} \sqrt{\frac{S_A^2 + S_B^2}{b_{AB}^2} + \frac{S_A^2 + S_D^2}{b_{AD}^2} + \frac{S_B^2 S_A^2}{b_{AB} b_{AD}} \cos \tau}, \quad (5.78)$$

де  $m_{ABD} = m_A = m_B = m_D$  – похибка у положеннях вихідних пунктів;

$$\tau = \beta_1 + \beta_2 + \beta_{BAD} - 180^\circ.$$

При наближених розрахунках

$$m_B = \frac{m_{ABD}}{\sin \tau} \cdot \frac{S_{\text{сер}}}{b_{\text{сер}}} \sqrt{4 + \cos \tau}, \quad (5.79)$$

де  $S_{\text{сер}}, b_{\text{сер}}$  – середні значення відстаней до вихідних пунктів і між ними.

Точність центрування, редукації, редукування та фіксації залежить від способу їх виконання.

За існуючими уявленнями точність оберненої лінійно-кутової засічки буде в  $\sqrt{2} \div 2$  рази точніше оберненої кутової засічки.

При розмічуванні точок по висоті теж застосовують спосіб редукування. Так, спочатку, виносять приблизно точку на проектну висоту. Попередньо її закріплюють. Методом геометричного чи тригонометричного нівелювання точно визначають її позначку. Порівнюючи з проектною позначкою вводять елемент редукації точки по висоті.

Спосіб редукування широко застосовувався при зведенні опор мостів, гребель та ін. інженерних споруд при розмічуванні проектних точок споруд, розміщених на значних відстанях від вихідної геодезичної мережі або в недоступних місцях будівельного майданчика [ 51,52].

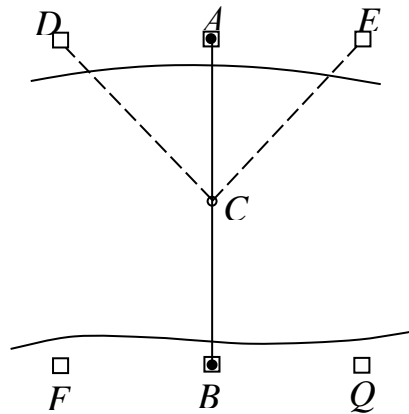
Проф. Бараном П.І. розроблена методика для застосування способу редукування в способах: прямокутних і полярних координат, прямої кутової засічки, лінійної засічки, створної та оберненої засічок [12].

В умовах широкого застосування сучасних електронних теодолітів і тахеометрів, що дозволяють з високою точністю вимірювати кути і лінії, найбільш економічно та ефективно використання полярного способу та оберненої лінійно-кутової засічки.

### 5.3.8. Спосіб розмічування ГНСС

Використання GPS-приймачів дає змогу визначати координати точок на земній поверхні та на поверхні відкритих будівельних конструкцій з високою точністю в режимі реального часу. Зважаючи на високу ціну приладів, їх можна застосовувати при зведенні великих і важливих споруд при значних або недоступних відстанях від вихідних пунктів до шуканих проектних точок  $C$ . Наприклад, при зведенні на воді опор великих мостів (рис. 5.11) їх центр можна визначати за допомогою GPS-приймачів високої точності (типу TPS-5700 – *Trimble*).

Якщо відомі координати пунктів  $A, B, D, E, F, Q$  мостової геодезичної мережі, то при визначенні на воді центра опори  $C$  спочатку намічають її наближене положення. Потім на одній із точок геодезичної мережі, наприклад  $D$ , можна встановити базовий приймач, а в точці  $C$  – пересувний і визначити її координати. Для забезпечення вимірів у реальному масштабі часу перед початком вимірювань проводять ініціалізацію, тобто присвоєння початкових значень переносному GPS-приймачу за допомогою контролера та вибирають одиниці вимірювань і систему координат геодезичних розмічувальних робіт.



*Рис. 5.11. Схема способу ГНСС-розмічувань*

Приймач можна зміщувати доки його координати не будуть збігатися з проектними значеннями координат точки  $C$ . Для контролю базовий приймач можна встановити на інші точки і знову так само визначити розміщення точки  $C$ . При їх збігу визначають середнє положення точки  $C$ .

Точність способу визначається за формулою

$$m_C = \sqrt{m_B^2 + m_{\Pi}^2 + m_{\Phi}^2}, \quad (5.79)$$

де  $m_B$ ,  $m_{\Pi}$ ,  $m_{\Phi}$  – середні квадратичні похибки вихідних пунктів мережі, GPS-приймача та фіксування точки.

Спосіб ГНСС-розмічування ефективно застосовувати при розмічуванні значних за площею інженерних споруд і промислових комплексів, великих мостів, ГЕС, АЕС та ін. в умовах відкритості територій будівельних майданчиків.

### **§ 5.4. Спосіб вільної станції**

В складних умовах будівельного майданчика передбачають застосування методу вільної станції. При використанні сучасних електронних тахеометрів можна в умовах будівельного



майданчика оберненою лінійно-кутовою засічкою визначити координати точки вільної станції зручної для геодезичного забезпечення монтажних робіт. За допомогою програмного забезпечення електронного тахеометра отримати параметри (горизонтальний кут та відстань) для встановлення елементів конструкцій в проектне положення.

Сучасні інженерні споруди характеризуються насиченням складних інженерних конструкцій, технологічного устаткування. При виконанні будівельно-монтажних робіт одночасно виконується великий обсяг земляних, бетонних робіт і монтаж елементів і вузлів конструкцій інженерної споруди. Зведення споруд ведеться швидкими темпами. Це створює значні перешкоди для виконання геодезичних розмічувальних робіт, особливо для постійного закріплення і використання осей споруд та ін.

Як при монтажі конструкцій, так і при виконанні контрольних вимірів виникає необхідність у визначенні положення проектних точок чи точок конструкцій. За традиційною технологією виконання геодезичних розмічувальних робіт і контрольних вимірювань це не завжди є можливим.

На сучасному етапі при використанні високоточних безвідбиткових електронних тахеометрів перспективно застосування методу вільної станції при виконанні як розмічувальних робіт, так і виконавчого знімання.

Наведемо технологічну схему застосування методу вільної станції:

1. Наявність точних і високоточних безвідбиткових електронних приладів (теодолітів, тахеометрів) з програмним забезпеченням.

2. Програмне оснащення приладу повинно забезпечувати: розв'язання прямої і оберненої геодезичних задач, вирівнювання геодезичних засічок, визначення елементів редукування у плані та за висотою у автоматизованому режимі.

3. Створення на будівельному майданчику достатньо густої, закріпленої постійними знаками зовнішньої та внутрішньої інженерно-геодезичної мережі.

4. У районі виконання геодезичних робіт у зручному і безпечному місці закріплюється положення вільної (віртуальної) точки  $O$  (рис.5.12).

5. Із пунктів геодезичної основи  $(A, B, C, D)$  полярним способом чи способом оберненої лінійно-кутової засічки визначаються координати вільної станції  $(X_0, Y_0, H_0)$ .

6. За проектними координатами та висотою точки споруди  $X_C, Y_C, H_C$  та координатами вільної станції  $X_0, Y_0, H_0$  визначаються елементи редукції у плані, за висотою, чи одночасно у плані та за висотою.

7. За елементами редукції  $\beta, d, \Delta h$  полярним способом в плані та тригонометричним способом по висоті за наближеннями корегують візирну марку до проектного положення і закріплюють положення точки  $C$  конструкції або осі споруди I-I.

8. Методом вільної станції розмічають точки осей конструкцій, монтажних міток, встановлення опалубки, арматури, елементів будівельних конструкцій і виконують контрольномонтажні вимірювання.

9. При виконавчому зніманні з вільної станції полярним методом визначають планове, а тригонометричним нівелюванням – висотне положення точки споруди.

При визначенні координат вільної станції способом оберненої лінійно-кутової засічки обов'язкова наявність 3 - 4 вихідних пунктів для вирівнювання результатів вимірювань. У полярному способі координати вільної станції бажано визначати не менше ніж із двох пунктів геодезичної мережі.

Точність методу вільної станції визначається за формулою

$$m_c = \sqrt{m_B^2 + m_{BC}^2 + m_p^2}, \quad (5.80)$$

де  $m_B$ ,  $m_{BC}$ ,  $m_p$  – середні квадратичні похибки: вихідної геодезичної мережі; вільної станції та розмічувальних робіт.

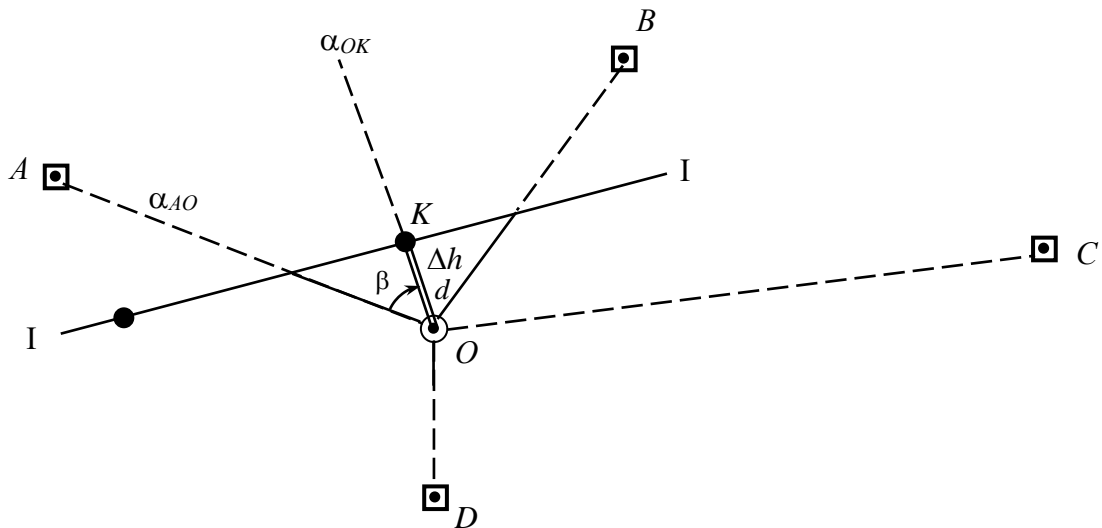


Рис. 5.12. Розмічування способом вільної станції

$A$ ,  $B$ ,  $C$ ,  $D$  – вихідні пункти геодезичної основи;  $O$  – вільна станція;

$d$ ,  $\beta$ ,  $\Delta h$  – елементи розмічувальних робіт (редукції);  $\alpha_{AO}$  – дирекційний кут вихідної сторони;  $\alpha_{OK}$  – дирекційний кут лінії розмічування.

Попередні розрахунки точності можна виконати способом введення коефіцієнтів співвідношення наступних операцій до попередніх. Аналізом нормативної документації встановлено, що пониження класу точності виконується в  $\sqrt{2}$  рази нижче для кожної наступної стадії. Тобто можна прийняти, що  $m_B = m_o$ ;  $m_{BC} = \sqrt{2}m_o$ ;  $m_p = 2m_o$ .

При заданій точності виконання будівельних робіт ( $m_c$ ) отримаємо

$$m_c = \sqrt{m_o^2 + 2m_o^2 + 4m_o^2} = \sqrt{7}m_o,$$

Тоді  $m_B = \frac{m_c}{\sqrt{7}} = 0,38 m_c$ ;  $m_{вс} = 0,53m_c$ ;  $m_p = 0,76 m_c$ .

За визначеними величинами визначають чи відповідає існуюча геодезична мережа вимогам точності, розраховують точність вимірювань оберненої засічки та полярного способу розмічувань (5.3.2. – 5.3.7).

Організаційно метод вільної станції складається із комбінації двох способів розмічувальних робіт:

1) полярний спосіб визначення положення вільної станції та полярний спосіб розмічування проектних точок;

2) спосіб лінійно-кутової оберненої засічки визначення положення вільної станції та полярний спосіб розмічування проектних точок споруди.

В методі вільної станції заздалегіть не складають розмічуванні креслення і розрахунок елементів розмічувальних робіт, оскільки вибір місця вільної станції визначається безпосередньо на будівельному майданчику перед початком робіт. Елементи розмічувальних робіт виконуються в автоматизованому режимі за програмним забезпеченням електронних приладів.

### **§ 5.5. Розмічування ліній і площин проектного нахилу**

При винесенні проекту вертикального планування рельєфу місцевості, підземних комунікацій (ліній напірної і самопливної каналізації, газопроводів, нафтопроводів, при будівництві автомобільних і залізничних шляхів, каналів, при проведенні будівельно - монтажних робіт тощо) виникають задачі розмічування ліній та площин заданого нахилу.

Розмічування виконують від пунктів висотної основи будівельного майданчика. Точність розмічування залежить від виду споруди, нахилу рельєфу, вимог державних будівельних норм (ДБН).

Розмічування ліній і площин заданого нахилу здійснюють за допомогою нівеліра, теодоліта, оптичних візирів, лазерних нівелірів і теодолітів, ротаційних нівелірів, візирок, рейок та інших геодезичних приладів.

**1. Розмічування ліній заданого нахилу.** Розмічування проектних ліній заданого нахилу зводиться до винесення на місцевість на проектну висоту кінцевих точок лінії та встановлення по створу між ними додаткових точок так, щоб їх верх утворював пряму лінію у плані та профілі.

Кінцевими точками заданих ліній нахилу є точки в кутах повороту ліній у плані та в переломах проектного профілю лінії у вертикальній площині. Додаткові точки по лінії встановлюють через 5, 10, 20, 50 м і більше, залежно від параметрів споруди і точності розмічування.

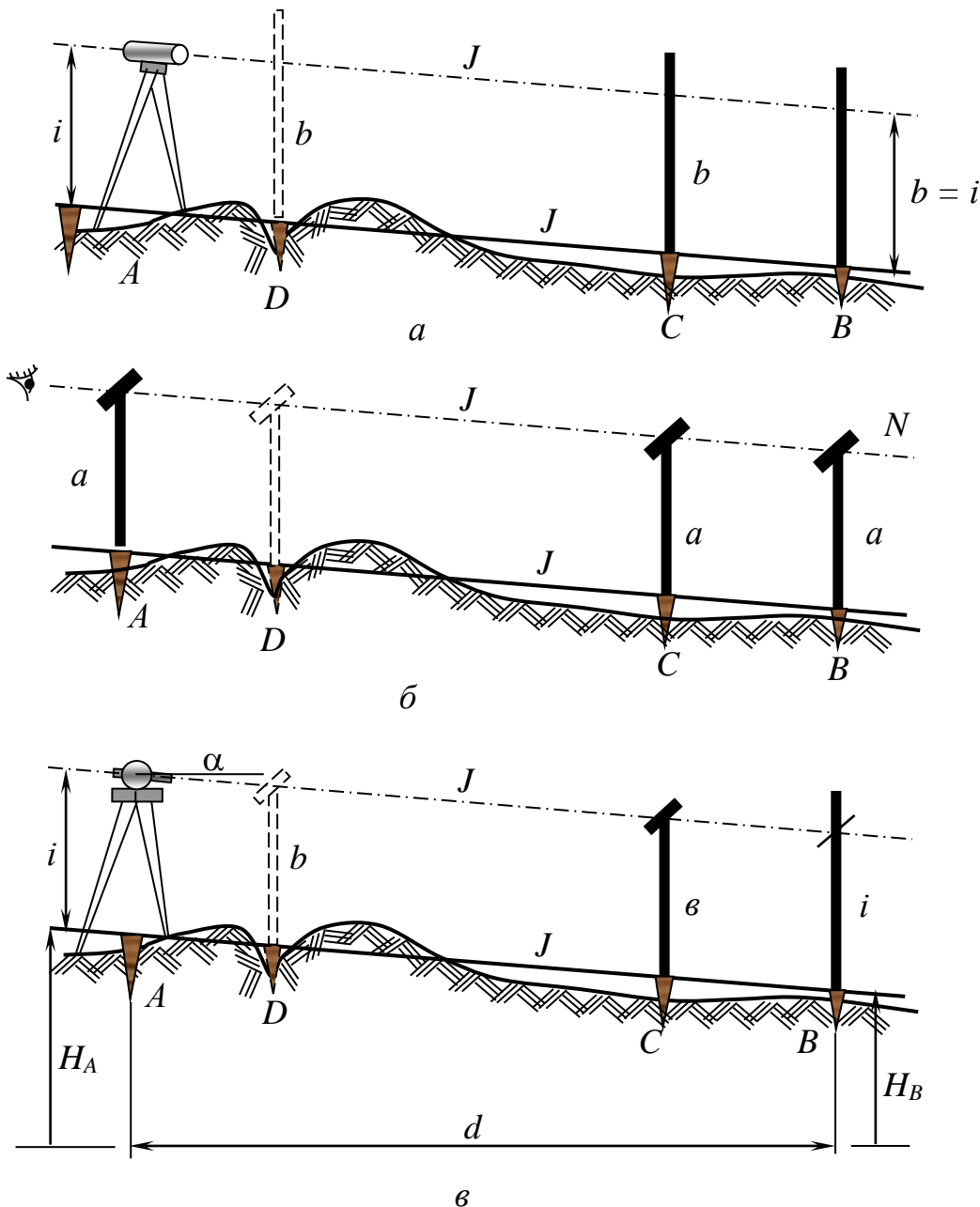
Нехай задано лінію  $AB$ , вздовж якої треба розмітити лінію з нахилом  $J$  (рис.5.13). Методом геометричного нівелювання від вихідних реперів висотної основи точки  $A$  і  $B$  встановлюють на проектні позначки  $H_A$  і  $H_B$  (§§ 5.2, 5.3). Якщо задані проектна позначка початкової точки лінії  $A$  ( $H_A$ ), її довжина  $d$  і проектний нахил лінії  $J$ , то позначку точки  $B$  обчислюють за формулою

$$H_B = H_A + d \cdot J. \quad (5.81)$$

У початковій точці  $A$  встановлюють нівелір так, щоб два підйомні гвинти підставки були направлені уздовж лінії  $AB$ , а в точці  $B$  встановлюють рейку. Вимірюють висоту нівеліра  $i$  (рис. 5.13). За допомогою підйомного гвинта, розташованого в напрямку лінії  $AB$ , нахиляють зорову трубу нівеліра так, щоб

відлік  $b$  по рейці дорівнював висоті нівеліра  $i$  ( $b = i$ ). При цьому візирна вісь буде паралельна лінії проектного нахилу  $J$ .

У проміжних точках по створу лінії через заданий інтервал  $d$  встановлюють нівелірну рейку і піднімають її чи опускають так, щоб відлік по рейці  $b$  дорівнював значенню висоти нівеліра  $i$ . Під п'ятку (низ) рейки забивають дерев'яні кілки або металеві штирі.



**Рис. 5.13. Розмічування лінії заданого нахилу:**

$a$  – за допомогою нівеліра;  $б$  – із застосуванням візирок;  $в$  – за допомогою теодоліта.

Якщо проектне висотне положення точки  $D$  нижче поверхні землі, то роблять заглиблення чи забивають кілок, на якому вказують, на скільки треба понизити верх кілка, щоб отримати проектне положення шуканої точки (рис. 5.13, *a*).

При проведенні земельних робіт невисокої точності застосовують метод візирок.

Візирки – це дерев’яні чи металеві планки однакової довжини  $a$ , виготовлені у вигляді букви  $T$ . Для цього геометричним нівелюванням виносять на проектну висоту ( $H_A, H_B$ ) кінцеві точки лінії  $A$  і  $B$ .

Дві візирки встановлюють на кінцевих точках  $A$  і  $B$ . Третю, ходову візирку, встановлюють “на око” з візирки в точці  $A$  на верх візирки в точці  $B$  по висоті верху ходової візирки у створі візирок  $A$  і  $B$  (рис. 5.13, *б*). Під їх низ закріплюють дерев’яні кілки та ін.

При використанні теодоліта в точці  $A$  по вертикальному кругу при “крузі ліво” (КЛ) встановлюють кут нахилу  $J$ , який дорівнює проектному нахилу в градусній мірі:

$$\alpha'' = \text{arctg } J = \frac{H_B - H_A}{d} \rho'' . \quad (5.82)$$

Якщо точка  $B$  встановлена на проектну висоту  $H_B$ , то на рейку в точці  $B$  встановлюють відлік, рівний висоті встановлення теодоліта  $i$  ( $b = i$ ).

Подальші розмічувальні роботи здійснюють так само, як і при використанні нівеліра чи ходової візирки (рис. 5.13, *в*). Цей метод найчастіше застосовують при трасуванні ліній заданого нахилу доріг, каналів, трубопроводів тощо.

При винесенні ліній заданого нахилу перспективне застосування лазерних нівелірів, теодолітів і візирок (§ 1.4).

Точність винесення точки вздовж лінії заданого нахилу визначається похибками вихідних кінцевих точок  $m_A, m_B$ , довжини  $d$  проектної лінії ( $m_d$ ) та проміжних точок  $m$  за формулою

$$m_J = \frac{1}{d} \sqrt{m_A^2 + m_B^2 + J^2 m_d^2 + m^2}, \quad (5.83)$$

або

$$m_J = \frac{1}{d} \sqrt{m_{h_{AB}}^2 + J^2 m_d^2 + m^2}, \quad (5.84)$$

де  $d$  – відстань від точки  $A$  до розмічувальної точки.

При розмічуванні горизонтальної лінії точки  $A$  і  $B$  виносять на однакову висоту. Методика подальших розмічувань аналогічна вищенаведеним способам.

## 2. Розмічування площини заданого нахилу

Перетворення топографічної поверхні землі в площину заданого нахилу виконується при вертикальному плануванні територій земної поверхні з метою забезпечення надійного відведення поверхневих вод.

Розмічування здійснюють за допомогою нівелірів, теодолітів, лазерних приладів різних конструкцій, рейок та візирок. При винесенні проектної площини на місцевість точки  $A, B, C, D$  в кутах площини розмічають від реперів висотної основи і закріплюють на проектних висотах  $H_A, H_B, H_C, H_D$  (рис. 5.14) способом геометричного або тригонометричного нівелювання.

У точці  $A$  встановлюють нівелір так, щоб два підйомні гвинти 1, 2 були направлені вздовж сторони  $AB$ , а третій гвинт 3 – вздовж сторони  $AC$ . Вимірюють висоту нівеліра  $i$ , а в точках  $B$  і  $C$  встановлюють нівелірні рейки. Наводять трубу нівеліра на рейку в точці  $B$  і обертанням підйомних гвинтів 1 і 2 нахиляють трубу так, щоб відлік  $b$  по рейці дорівнював висоті нівеліру  $i$ , тобто  $b = i$ .

Повертають трубу нівеліра на рейку в точці  $C$  і обертанням підйомного гвинта 3 нахиляють її так, щоб відлік  $b$  по рейці дорівнював величині  $i$  ( $i = b$ ). Такі дії повторюють 3 – 4 рази, доки відліки по рейкам у точках  $B$  і  $C$  одночасно будуть дорівнювати висоті нівеліра  $i$ . Для контролю переносять рейку в точку  $D$  і



беруть відлік  $b_D = i$ . Це означає, що при повертанні труби нівеліра навколо своєї осі візирна вісь буде описувати площину  $A'B'C'D'$ , паралельну проектній площині  $ABCD$ .

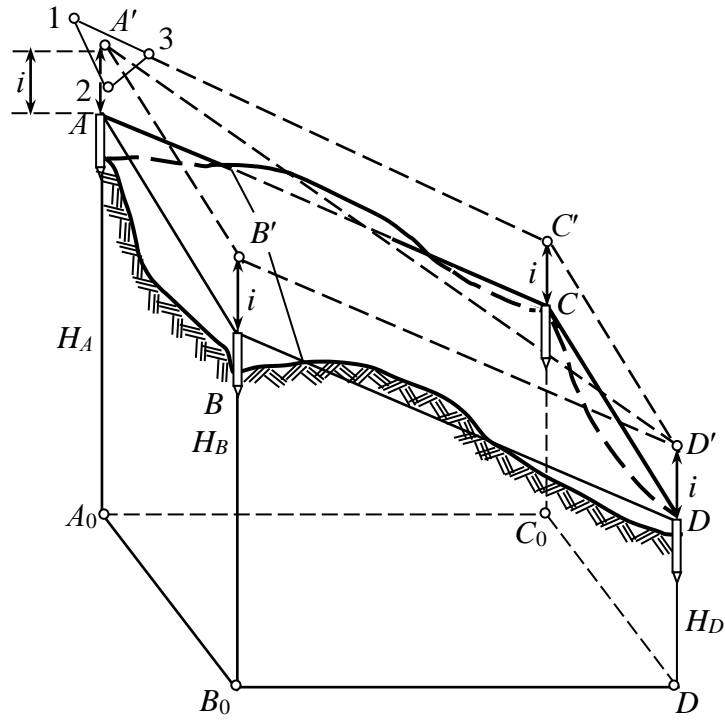


Рис.5.14. Розмічування площини заданого нахилу

При розмічуванні проектної площини встановлюють рейку в будь-якій точці місцевості і піднімають її чи опускають так, щоб відлік по рейці дорівнював величині  $i$  ( $b = i$ ). Під низ рейки закріплюють, як правило, дерев'яні кілки. Верх закріплених на місцевості кілків буде утворювати шукану проектну площину. В іншому випадку виготовляють візирку висотою  $i$ . Методика розмічування проектної площини за допомогою візирок аналогічна. При розмічуванні верх візирки суміщають з напрямом візирної осі зорової труби нівеліра.

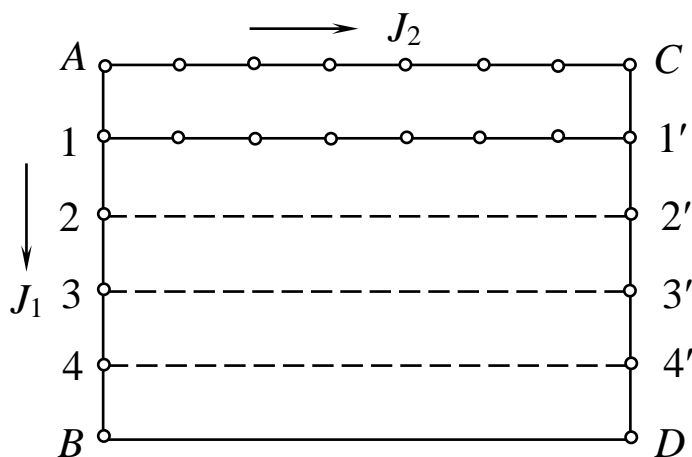
При використанні теодоліта технологія виконання розмічувальних робіт аналогічна. Відмінність полягає лише в тому, що за напрямком  $AB$  зорову трубу нахиляють, користуючись закріпним та мікрометричним гвинтами зорової труби, а за напрямком  $AC$  – підйомним гвинтом підставки.

Застосування сучасних лазерних ротаційних нівелірів типу “Геоплан” (§1.4) значно поліпшує технологію розмічувальних робіт, створює значні зручності, оскільки спостерігач може встановити площину лазерного променя паралельно проектній площині ( $ABCD$ ). Потім, переміщуючись по місцевості, візуально бачить положення лазерної площини  $A'B'C'D'$  і в кожній точці може самостійно швидко встановити рейку чи візирку на відлік  $i$ .

При розмічуванні можна приблизно в центрі будівельного майданчика винести точку на проектну висоту. Встановити в ній лазерний ротаційний нівелір на висоті  $i$ . В точках  $A, B, C$ , встановити рейки чи візирки висотою  $i$ .

За допомогою підйомних гвинтів нівеліра, як і в попередньому способі, намагаються отримати збігання лазерної площини в точках  $A, B, C$ , і  $D$  з відліками  $b = i$ . Технологія розмічування проміжних точок проектної площини така сама, як і в попередньому способі.

Проектну площину можна розміщувати *способом нахилених паралельних ліній* (рис.5.15).



**Рис. 5.15. Розмічування похилої площини способом паралельних ліній**

Для цього спочатку на проектні висоти  $H_A, H_B, H_C, H_D$  виносять точки  $A, B, C, D$  від пунктів вихідної висотної основи.

Потім за допомогою оптичного чи лазерного нівеліра через задані інтервали  $l = 5, 10, 20$  м в точках 1, 2, 3 і т.д. розмічають лінію проектного нахилу вздовж сторони  $AB$ . Так само розмічають точки  $1', 2', 3', 4'$  на протилежній стороні  $CD$ .

Аналогічно розмічають через задані інтервали лінії заданого нахилу  $AC, 1 - 1', 2 - 2', \dots, BD$ .

Верх закріплених на місцевості точок буде утворювати проектну площину.

Середня квадратична похибка розмічування площини заданого нахилу обчислюється за формулою

$$m_{\text{пл}} = \sqrt{\left(\frac{1}{d_1^2} + \frac{1}{d_2^2}\right)m_h^2 + \left(\frac{J_1^2}{d_1^2} + \frac{J_2^2}{d_2^2}\right)m_d^2}, \quad (5.85)$$

де  $d_1, d_2$  – довжини двох взаємно перпендикулярних сторін площини;

$m_h$  – середня квадратична похибка перевищення між суміжними крайніми точками площини;

$J_1 J_2$  – нахили площини;

$m_d$  – середня квадратична похибка вимірювання сторін площини.

При розмічуванні горизонтальної площини досить одну з точок площини винести на проектну висоту (позначку). Над точкою встановити прилад (нівелір, теодоліт) на висоті  $i$  та привести візирну вісь труби в горизонтальне положення.

У процесі розмічування проміжних точок площини під низ рейки (візирки висотою  $i$ ) на відлік  $i$  закріплюють точки тимчасовими знаками.

При розмічуванні горизонтальної площини можна нівелір вставити в центрі площини і взяти відлік  $b$  по рейці на вихідну закріплену точку площини з проектною позначкою. Відліки по рейці на проміжних точках повинні дорівнювати відліку  $b$ .

## РОЗДІЛ 6. ТЕХНОЛОГІЯ РОЗМІЧУВАННЯ КРИВОЛІНІЙНИХ ЕЛЕМЕНТІВ СПОРУД

### § 6.1. Основні параметри криволінійних елементів споруд.

При проектуванні і будівництві лінійних споруд (доріг, трубопроводів, каналів та ін.) на кутах повороту трас у плані роблять вставки кривих. За криві беруть дуги кіл запроєктованих радіусів  $R$ . Їх називають **коловими кривими**.

У практиці проектування будинків та інженерних споруд їх осі теж можуть розміщуватись на кривих радіусах  $R$ . Так, у вигляді колових кривих проектують осі промислових споруд і житлових будинків, радіотелескопи, греблі ГЕС тощо. Об'єкти досліджень ядерної фізики (синхрофазотрони, прискорювачі та ін.) проектують у формі еліпса.

Лінійну споруду зображають у плані у поздовжньому та поперечних профілях. Трасою лінійної споруди є просторова вісь споруди. Проекцію вузької смуги місцевості впродовж осі лінійної споруди на горизонтальну площину (поверхню сфероїда) називають **планом траси**.

Таким чином, трасу лінійної споруди можна зобразити просторовою ламаною лінією.

На трасах автомобільних доріг та залізничних колій у кутах повороту лінії траси в плані вписують колові криві (рис. 6.1), а в профілі – вертикальні криві (рис. 6.2) радіусами  $R$ .

**Розрахунок елементів колової кривої.** Колова крива є дугою кола радіусом  $R$ . Величина радіуса вибирається з нормативних документів залежно від категорії лінійної споруди (наприклад автомобільної дороги).

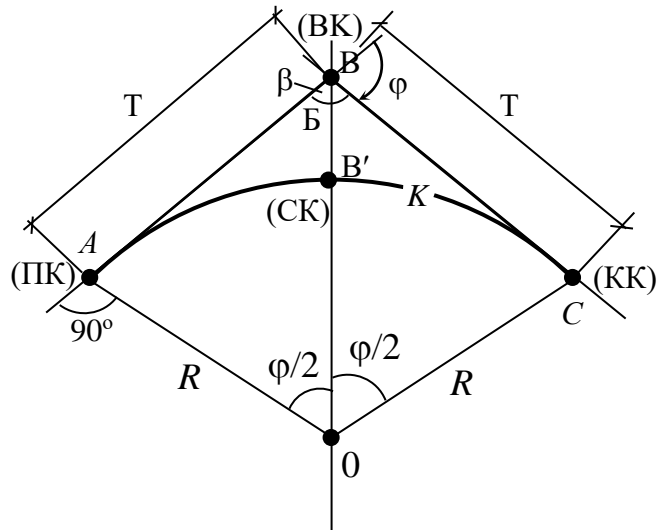


Рис. 6.1. Елементи колової кривої

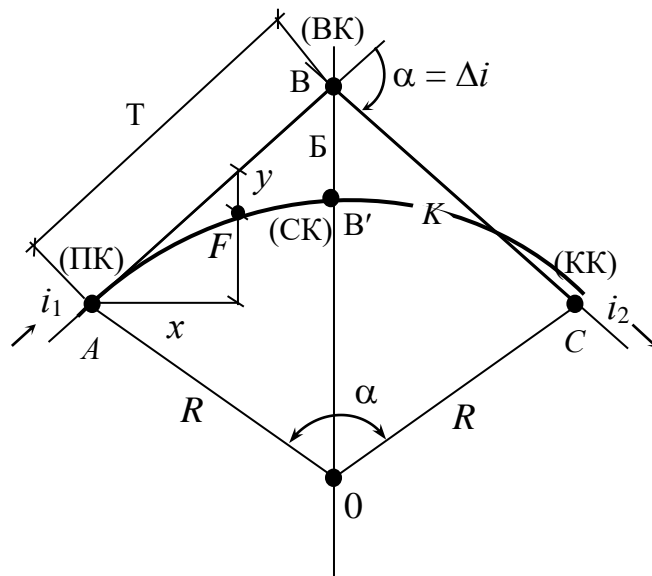


Рис. 6.2. Елементи вертикальної кривої

Кут  $\beta$  вимірюють на карті чи безпосередньо на місцевості. Кут повороту траси  $\varphi$  обчислюють за формулами:

– при повороті вправо:

$$\varphi_{\text{п}} = 180^\circ - \beta_{\text{л}} \text{ або } \varphi_{\text{п}} = \beta_{\text{л}} - 180^\circ ; \quad (6.1)$$

– при повороті вліво

$$\varphi_{\text{л}} = 180^\circ - \beta_{\text{л}} \text{ або } 180^\circ \text{ або } \varphi_{\text{л}} = \beta_{\text{п}} - 180^\circ \quad (6.2)$$

Елементи колової кривої Т,К, Б, Д обчислюють за формулами:

– тангенс:

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} ; \quad (6.3)$$

– крива:

$$K = \frac{\pi R \varphi^\circ}{180^\circ} ; \quad (6.4)$$

– бісектриса:

$$B = R \left( \sec \frac{\varphi}{2} - 1 \right) = 2R \frac{\sin \frac{\varphi}{4}}{\cos \frac{\varphi}{2}} ; \quad (6.5)$$

– домір

$$D = 2T - K. \quad (6.6)$$

Домір є різницею довжини ламаної лінії  $ABC$  та довжини кривої лінії  $AB'C$ .

Точка  $A$  визначає початок кривої (ПК), точка  $B$  – вершину кута повороту траси (ВК),  $C$  – кінець кривої (КК),  $B'$  - середину кривої (СК).

**Розрахунок елементів вертикальної кривої.** Переломи лінії профілю в вертикальній площині з'єднують випуклими або угнутими вертикальними кривими. Вихідними параметрами вертикальної кривої є нахили  $i_1$  та  $i_2$ , а також радіус кривої  $R$ . Нахили  $i$  вибирають з поздовжнього профілю траси.

Кут відхилення  $\alpha$  в радіанній мірі обчислюють за формулою

$$\alpha = i_1 - i_2 = \Delta i. \quad (6.7)$$

Елементи  $T$ ,  $K$ ,  $B$  обчислюють за наближеними формулами

$$T = \frac{R\Delta i}{2} ; \quad (6.8)$$

$$K = R\Delta i; \quad (6.9)$$

$$B = \frac{T^2}{2R} = \frac{K^2}{8R} . \quad (6.10)$$

Положення проміжної точки  $F$  на вертикальній кривій визначається абсцисою  $x$  та ординатою  $y$ . Значення абсцис  $x_i$  визначають від початку (ПК) та кінця кривої (КК) на рис. 6.2.

При проектуванні червоні (проектні) позначки точок на профілі зменшують на величину  $y$  на випуклій кривій і збільшують – на угнутій кривій.

Ордината  $y$  обчислюється за формулою

$$y = \frac{x^2}{2R} . \quad (6.11)$$

Для визначення елементів кругових та вертикальних кривих використовують спеціальні таблиці [ 62 ].

Прямі ділянки між початком траси і початком першої кривої, між кінцем і початком суміжних кривих, між кінцем останньої кривої і кінцем траси у плані виражають через довжину  $L$  та орієнтирний дирекційний кут  $\alpha$  чи румб  $r$ . У профілі їх визначають довжиною  $L$  та нахилом  $i$ .

### ***§ 6.2. Способи розмічування криволінійних елементів споруд.***

Для винесення на місцевість осей колових кривих необхідно знати їх елементи і способи розмічування. Визначення елементів колових кривих розглянуто в § 6.1. До них належать кут повороту

осі споруди –  $\varphi$  ; радіус кривої -  $R$ ; тангенс (довжина дотичної) –  $T$ ; довжина бісектриси –  $B$  та величина доміру –  $D$  (формули 6.1–6.11).

У разі використання інших видів заокруглень їх елементи визначаються за математичними розрахунками через їх функціональні залежності.

**Детальне розмічування** точок осей колових кривих виконується способами прямокутних координат, полярних координат, продовжених хорд та ін. Розмічування кривих виконується від початку (ПК) та кінця кривої (КК) до середини кривої (СК). Це дозволяє підвищувати точність розмічування осі колової кривої.

Вибір способу розмічування залежить від типу заокруглення, розміщення осі споруди, наявності геодезичних приладів та технології виконання будівельних робіт.

Розрахунок координат для винесення точок осі заокруглення може бути виконаний на програмованих калькуляторах, взятий зі спеціальних таблиць розмічування колових кривих. Розрахунок координат осі довільної форми може бути виконаний тільки за результатами комп'ютерної обробки.

При вишукуваннях і поновленні осей автомобільних шляхів та залізничних колій на вісь траси виносять пікети.

Залежно від величини радіуса кривої при зведенні інженерних споруд детальне розмічування кривої виконують через певні рівні інтервали: 2, 5, 10, 20м.

### **6.2.1. Спосіб прямокутних координат**

Найбільш поширений спосіб розмічування колових кривих. Положення точок 1, 2, 3, ... на кривій (рис. 6.3) визначається через рівні дуги кривої  $K$  координатами  $X_1, Y_1; X_2, Y_2$  та і т.д. За вісь абсцис беруть лінію тангенсів (дотичну в напрямку до вершини кута). Розмічування кривої ведуть від кінцевих точок початку



кривої (ПК) та кінця кривої (КК) до середини кривої (СК), Тому початком системи прямокутних координат є точки ПК та КК.

При розмічуванні задаються довжинами інтервалів кривої  $l = 1, 2, 5, 10, 20$  м та інші, через які повинні бути отримані точки на колівій кривій К.

Обчислюють кут  $\theta$ , що відповідає довжині дуги  $l$ :

$$\theta = \frac{180^\circ \cdot l}{\pi R} \quad (6.12)$$

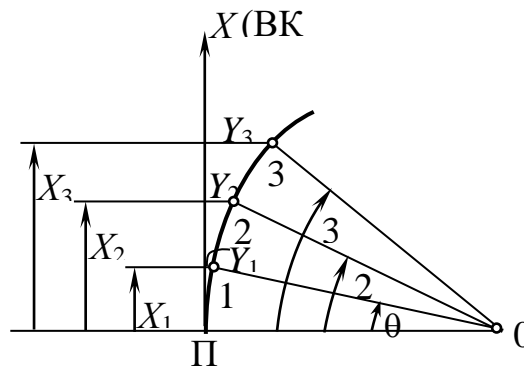


Рис. 6.3. Спосіб прямокутних координат

Потім обчислюють прямокутні координати точок на кривій 1,2, 3,.. і т. д.

За формулами:

$$\begin{aligned} X_1 &= R \cdot \sin \theta; & Y_1 &= 2R \cdot \sin^2 \frac{\theta}{2} \\ X_2 &= R \cdot \sin 2\theta; & Y_2 &= 2R \cdot \sin^2 \theta \end{aligned} \quad (6.13)$$

---


$$X_n = R \cdot \sin n\theta; \quad Y_n = 2R \cdot \sin^2 n \frac{\theta}{2}.$$

При розмічуванні теодоліт розміщують у початковій точці ПК (КК), приводять у робоче положення і візують на встановлену у

вершині кута (ВК) марку чи віху. Упродовж напрямку отриманого створу лінії відкладають абсцису  $X_1$ . В визначеній точці будують перпендикуляр за допомогою екера чи теодоліта при підвищеній точності, уздовж перпендикуляра відкладають ординату  $Y_1$  і отримують точку 1 на осі кривої. Аналогічно за значеннями  $X_2$  і  $Y_2$  отримують точку 2 і т. д. (рис. 6.3).

### 6.2.2. Спосіб полярних координат

За полярним способом положення точок осі кривої визначається на перетині візирних променів, спрямованих під кутом  $\theta$  з хордами  $d$ , що дорівнюють довжині інтервалу кривої  $l$  (рис. 6.4).

Як і у способі прямокутних координат задавшись інтервалом  $l$  за формулою (6.12) обчислюють кут  $\theta$ .

Довжина хорди  $d$  для кривої довжиною  $l$  обчислюється за формулою

$$d = 2R \sin \frac{\theta}{2}. \quad (6.14)$$

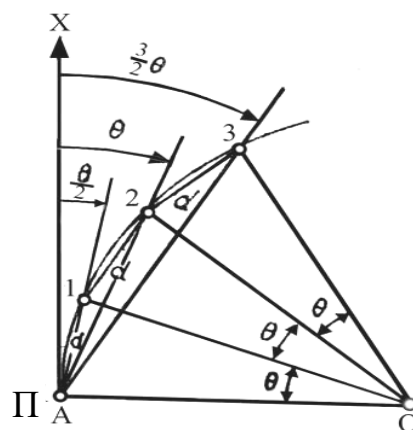


Рис. 6.4. Спосіб полярних координат

Для зручності розмічування можна задати хорду  $d$  довжиною 2, 5, 10, 20 м і т. д. Тоді за формулою (6.12) можна обчислити величину кута  $\theta$  та  $\frac{\theta}{2}$ .

При розмічуванні на кінцевих точках ПК (КК) встановлюють теодоліт і приводять у робочий стан. Візують на марку чи віху у вершині кута (ВК). Відкладають кут  $\frac{\theta}{2}$  і уздовж отриманого напрямку візирної осі зорової труби відкладають стрічкою чи рулеткою відстань  $d$ , отримують точку 1. Аналогічно, відклавши кут  $\theta$  з точки 1 відкладають відстань  $d$  і на перетині з візирним променем труби теодоліта отримують точку 2 і т. д. (рис.6.4).

Недоліком способу є те, що похибки у положенні точок помітно зростають із віддаленням від початкової точки.

Використання електронних теодолітів у комбінації зі світловіддалемірами чи електронних тахеометрів ефективно при винесенні пікетів на криві великого радіуса. Методика розмічування за способом полярних координат аналогічна. Тільки вздовж отриманих напрямків під кутами  $i\frac{\theta}{2}$ , відкладають довжини хорд від початкових точок ПК (КК), тобто від теодоліта (електронного тахеометра) до шуканих точок 1, 2, 3 і т. д. (див. рис. 6.4). Це значно підвищує точність розмічувальних робіт і спрощує їх технологію виконання.

Для цього обчислюють відстані  $l_1, l_2, \dots$ , і т. д. по кривій для кожного пікету. За формулою (6.12) обчислюють кути  $\theta_1, \theta_2, \dots$  і т. д, а за формулами (6.13) обчислюють координати точок  $X_1, Y_1, X_2, Y_2$  і т.д.

Довжини хорд  $d_i$  від початкової точки до точок пікетів обчислюються за формулою

$$d_i = \sqrt{X_i^2 + Y_i^2} . \quad (6.15)$$

При розмічуванні точки кривої від початкового напрямку відкладають кути  $i\frac{\theta}{2}$  та відстань  $d_i$ . При використанні електронних тахеометрів у наближено визначеному місці по створу візирної осі встановлюють відбивач і вимірюють відстань  $d_B$ . Порівнюють з обчисленням  $d_i$ . При невеликій різниці (до 2 м) за допомогою рулетки

точку зміщують у необхідному напрямку вздовж візирної осі на величину  $\Delta d = d_i - d_B$  і закріплюють точку. Коли поправка  $\Delta d$  велика, то спочатку переміщують відбивач на необхідну відстань, знову вимірюють хорду  $d_B$  і обчислюють нове значення поправки.

### 6.2.3. Спосіб продовжених хорд

Використовується виключно при детальному розмічуванні колових осей інженерних споруд. При розмічуванні за способом продовжених хорд криві радіусом  $R$  задають довжиною хорди  $d$  і обчислюють координату  $Y_1$  та довжину елемента розмічувань  $l$  (рис. 6.5). Із подібності трикутників  $12'2$  і  $AO1$  маємо

$$\frac{l}{d} = \frac{d}{R}, \quad (6.16)$$

або 
$$l = \frac{d^2}{R}. \quad (6.17)$$

Оскільки кут при точці  $A$  на точку 1 дорівнює  $\frac{\theta}{2}$ , то без втрати для точності ордината  $Y_1$  дорівнює

$$Y_1 = \frac{l}{2} \quad (6.18)$$

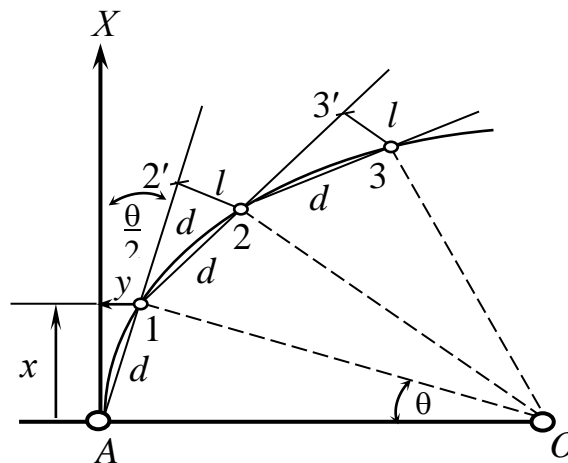


Рис. 6.5. Спосіб продовжених хорд

При розмічуваннях точку 1 виносять способом прямокутних координат за обчисленими координатами  $X_1, Y_1$  або полярним способом за елементами  $\frac{\theta}{2}$  і  $d$ .

Величини координат  $X_1$  і  $Y_1$  можна обчислити за формулою (6.13), попередньо визначивши кут  $\frac{\theta}{2}$  з формули (6.14) за заданим радіусом кривої  $R$  і довжини хорди  $d$ .

Для побудови точки 2 продовжують хорду  $A1$  і по ній від точки 1 відкладають довжину хорди  $d$ , отримують точку  $2'$ . Потім одночасно двома рулетками з точки 1 відкладають хорду  $d$ , а з точки  $2'$  довжину елемента  $l$  і на перетині їх отримують точку 2, яка буде знаходитись на осі кривої (див. рис. 6.5). Аналогічно з точки 2 отримують лінійною засічкою точку 3 і т. д. Зазначимо, що у способі продовжених хорд довжина мірної стрічки (рулетки) повинна бути рівною чи більше  $2d$ .

Спосіб продовжених хорд використовують в умовах будівельного майданчика, коли неможливо застосувати спосіб прямокутних координат. Аналогічно полярному способу точність способу продовжених хорд значно знижується з віддаленням від початкової точки  $A$ .

#### 6.2.4. Спосіб трьох точок та вписаного багатокутника

1. **Спосіб трьох точок.** Прийmemo відстань між розмічувальними точками на колівій кривій  $l$ . Тоді стрілка згину колівій кривої  $P$  обчислюється за формулою

$$P = \frac{l^2}{2R}.$$

Це дає змогу визначити всі розмічувальні точки га колівій кривій. За формулою (6.13) обчислюють координати точки 1

(рис. 6.6)  $X_1, Y_1$  за попередньо обчисленим кутом  $\frac{\theta}{2}$  із формули

$$6.14 \left( \frac{\theta}{2} = \arg \sin \frac{R}{2R} \right).$$

За способом прямокутних координат розмічують положення точки 1 на початку кривої (ПК) уздовж лінії тангенса до вершини кута (ВК) (рис. 6.6). Далі рулеткою від точки  $A$  відкладають відстань  $2l$  так, щоб її середина пройшла через точку  $1'$  на відстані  $P$  від точки 1 і помічають точку кривої 2.

Далі поступово від попередньо розміченої точки 1 рулеткою відкладають відстань  $2l$  так, щоб її середина по перпендикуляру пройшла через точку  $2'$  на відстані  $P$  від точки 2 і в кінці рулетки на відстані  $2l$  отримують положення точки 3. Аналогічно від точки 2 отримують положення точки 4 і т.д.

Розмічення виконують від початку кривої (ПК) до середини кривої (СК) та від кінця кривої (КК) до середини кривої (СК)<sub>2</sub>.

Збіжність розмічених точок (СК) дадуть уявлення про точність розмічувальних робіт.

Якщо отримана різниця в положенні точок (СК) та (СК)<sub>2</sub> задовольняє вимогам точності, то розмічують положення середини кривої між (СК)<sub>1</sub> та (СК)<sub>2</sub>. Отриману нев'язку розмічувальних робіт графічно розподіляють на всі розмічені точки від (СК) до (ПК) та від (СК) до (КК) пропорційно відстані та по напрямку лінійної нев'язки (СК)<sub>1</sub> – (СК)<sub>2</sub>.

Середня квадратична похибка розмічування способом трьох точок визначається за формулою

$$m = 2m_{\delta} \delta \sqrt{n-1},$$

де  $m_{\text{фр}}$  – скп фіксації кінця рулетки довжиною  $2l$ ;  $n$  – кількість розмічувальних точок до середини кривої від початку кривої (ПК) і від кінця кривої до її середини.

Якщо була введена поправка за зміщення середини кривої, то точність розмічування точок колової кривої зросте в  $\sqrt{2}$  рази, тобто

$$m = \frac{m}{\sqrt{2}}.$$

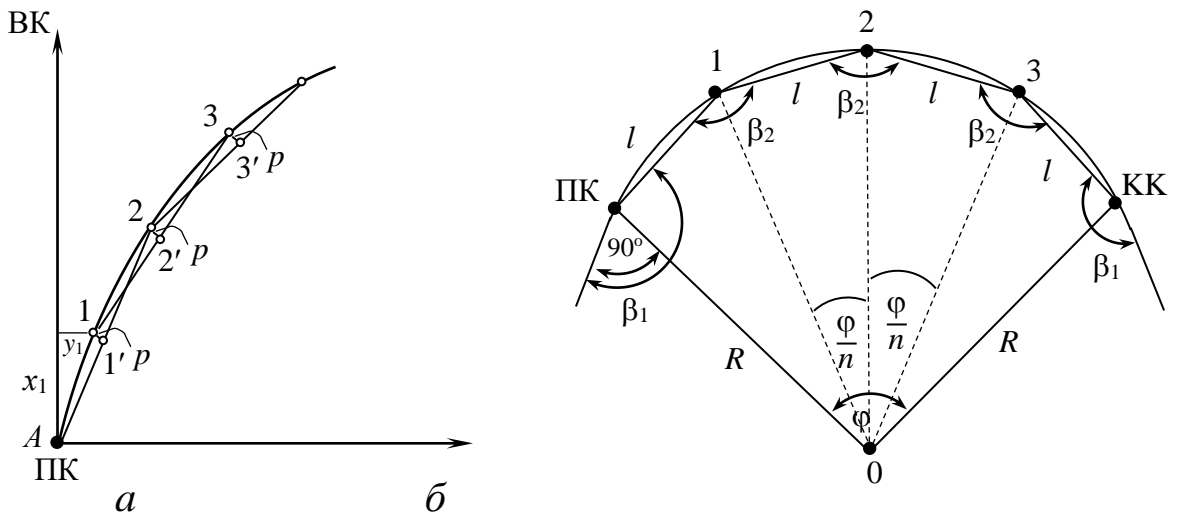


Рис. 6.6. Спосіб трьох точок (а) та вписаного багатокутника (б)

## 2. Спосіб вписаного багатокутника

Довжину кругової кривої поділяють на  $n$  – частин з довжиною хорд  $l$  (рис. 6.6,б).

Їх довжина обчислюється за формулою

$$l = 2R \sin \varphi / 2n,$$

де  $\varphi$  - кут повороту траси.

Обчислюють кути

$$\beta_1 = 180^\circ - \varphi / 2n;$$

$$\beta_2 = 180^\circ - \varphi / n,$$

де  $n$  – число розмічувальних хорд.

На точку початку кругової кривої встановлюють теодоліт, відкладають кут  $\beta_1$  і уздовж напрямку зорової осі труби відкладають відстань  $l$ . Отримують положення точки 1.

В точці 1 встановлюють теодоліт і від напрямку 1 – ПК відкладають кут  $\beta_2$  і відстань  $l$  отримують положення точки 2 і т.д.

Для підвищення точності розмічування кривої ведуть від (ПК) до середини (СК) та від кінця кривої (КК) до (СК).

Середня квадратична похибка положення середньої точки кругової кривої (СК) обчислюється за формулою

$$m_{\hat{n}\hat{e}} = \sqrt{\left[ m_l^2 + \left( \frac{lm_\beta^2}{\rho^2} \right) \right] \frac{n}{2}}.$$

### 6.2.5 Розмічування вертикальної кривої

Вертикальні криві розмічують у вертикальній площині. При розмічуванні використовують планові координати точок горизонтальної площини  $X$  (або  $Y$ ) і проектні позначки  $H$  (або перевищення  $h$ ).

Розмічування точок вертикальної кривої виконують способом прямокутних координат за параметрами  $x_i(y_i)$  та  $H_i(h_i)$ .

В проекті визначені параметри вертикальної кривої: радіус кривої  $R$ , нахили проектних ліній  $i_1$  та  $i_2$ , тангенс  $T$ , бісектриса  $B$ . За ними легко визначаються положення початку, середини та кінця кривої.

При зведенні споруд необхідно мати значно більше розмічувальних точок вертикальної кривої. Їх планове положення задають згідно вимог проектувальників. Проміжні точки в способі прямокутних координат визначають по осі вертикальної кривої через рівні проміжки  $l$  від початку до середини кривої з координатами  $x_1 = 0$ ,  $x_2 = l$ ,  $x_3 = 2l$ , ..., і т.д.



Вертикальні координати розмічувальних точок обчислюють за формулами:

$$H_i^{np} = H_0 + x_i i \pm \frac{x_i^2}{2R},$$

Або

$$h_i^{np} = x_i i \pm \frac{x_i^2}{2R},$$

де  $i$  - поздовжній нахил дотичної лінії від початку або кінця кривої до середини кривої;

$H_0$  - позначка точки початку або кінця кривої;

$R$  - радіус кругової кривої;

$h_i$  - перевищення між початковою (кінцевою) точкою кривої та розмічувальною точкою.

Знак «+» приймається при розмічуванні увігнутої вертикальної кривої, знак «-» - при розмічуванні випуклої вертикальної кривої.

При розмічуванні рулеткою або віддалеміром, вздовж створу лінії кривої, від початку кривої до середини кривої, та від кінця кривої до середини кривої розмічують планове положення точок  $x_1, x_2, \dots, x_n$ . За допомогою нівеліра визначають їх позначки  $H_i$  або перевищення  $h_i$  та обчислюють величини вертикальних редуцій:

$$r_{Hi} = H_i^{np} - H_i,$$

Або

$$r_{hi} = h_i^{np} - h_i,$$

Остаточно, у урахуванням редуцій, точки закріплюють на проектній висоті.

Розмічування вертикальних кривих за допомогою електронних тахеометрів зазвичай виконують методом полярних координат. Електронний тахеометр встановлюють на вихідній точці (початку НК або кінця КК кругової кривої) та орієнтують вздовж осі вертикальної кривої. Планове положення точок вертикальної кривої  $x_1, x_2, \dots, x_n$  визначають через вимірювання відстаней віддалеміром тахеометра. Програмним забезпеченням електронного тахеометра визначається редуція у кожній виміряній тахеометром точці. Виміряні точки із визначеними величинами редуції закріплюють на проектну висоту  $H_i^{np}$ .

Розмічування вертикальних кривих можливо виконувати за допомогою цифрових нівелірів.

### **§ 6.3. Розмічування колових і еліптичних елементів**

В інженерній практиці ряд сучасних споруд мають форму кола, еліпса та інших заокруглених геометричних форм (резервуари, основи монолітних залізобетонних веж, димові труби, градирні та ін.).

Для споруд у формі кола (рис. 6.6) закріплюють центр  $O$  та осі координат  $OX, OY$ . Якщо розміри та умови будівельного майданчика дозволяють розмічати точки кола споруди з центральної точки  $O$ , то згідно умов проекту для заданої довжини дуги  $l$  між точками кола розраховують розмічувальний центральний кут  $\theta$  за формулою 6.12.

Від вихідних пунктів розмічувальної мережі чи від твердих предметів і контурів розмічають і закріплюють центр споруди точки  $O$  і точки системи прямокутника осей  $Oxy$  споруди  $A, B, C, D$ .

Далі від напрямку осі  $OX - OA$  поступово під кутами  $\theta, 2\theta, \dots, n\theta$  по довжині радіуса кола  $R$  розмічають точки кола  $1, 2, \dots, n$ .

При розмічуванні по кожному напрямку спочатку розмічають точки  $a, b$  (рис.6.7) і до однієї із них вимірюють відстань  $S_a$  чи  $S_b$ . За допомогою рулетки чи лінійки вводять поправку.

$$\Delta = R - S_a, \text{ або } \Delta = R - S_b. \quad (6.19)$$

Якщо відстань  $R$  відкладають рулеткою, то можливо одночасно з відкладанням кута  $n\theta$  точно фіксувати довжину радіуса кола  $R$ .

Величину радіуса  $R$  вимірюють за допомогою рулетки чи світловіддалеміра.

Розмічування виконують окремо в кожній чверті кола від осей  $Ox, Oy$ .

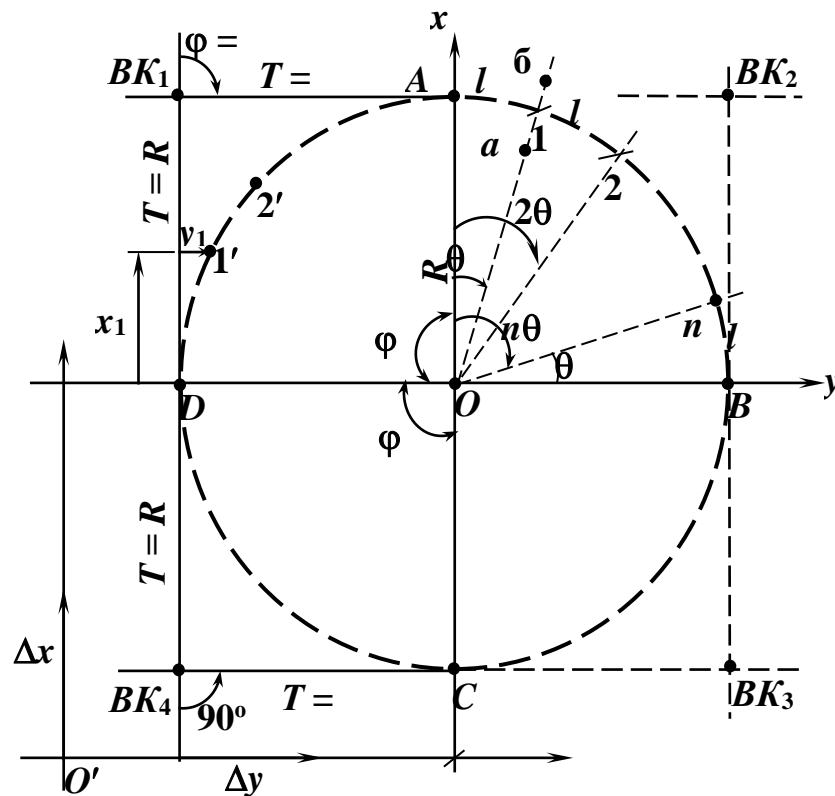


Рис. 6.7. Розмічування кола

При значних розмірах споруди, коли  $R$  значно перевищує довжину рулеток чи умови майданчика не дозволяють розмічування точки  $O$ , розмічування кола виконують із використанням способу прямокутних координат (§6.2.1).

Від напрямку осей  $OX$ ,  $OY$  розмічають і закріплюють положення точок вершин кутів  $BK_1, \dots, BK_4$ , які утворюють чотирикутник.

Кути повороту  $\varphi$  повинні бути в межах  $90 \pm 1'$ .

За прийнятої довжини дуги  $l$  між розмічуваними точками за формулою (6.12) визначають кут  $\theta$ , а за формулами (6.13) умовні прямокутні координати  $1', 2', \dots$  (рис. 6.7).

Розмічування виконують по половині кожної чверті кола по напрямкам  $D - BK_1$ ,  $D - BK_4$ ;  $A - BK_1$ ,  $A - BK_2$ ;  $B - BK_2$ ,  $B - BK_3$ ;  $C - BK_3$  та  $C - BK_4$  (рис.6.6). В цьому випадку початок умовних прямокутних координат для розмічувальних точок кожної чверті кола будуть точки  $A$ ,  $B$ ,  $C$  і  $D$ .

В залежності від умов будівельного майданчика чи технології виконання будівельних робіт розмічування можна виконувати і іншими способами (§§6.2.1-6.2.3).

При розмічуванні споруд, що мають у плані форму еліпсу виміри виконують безпосередньо з точок через які проходять відповідні осі споруди (рис.6.8). Для прикладу такою точкою можуть бути фокуси еліпсу  $F_1$  і  $F_2$ . Спостереження виконують шляхом порівняння проектних кутів та відстаней. Для цього складають відповідну таблицю. Такий спосіб є зручним оскільки використовуючи проектні та фактичні відстані не вимагає виносу вільної станції.

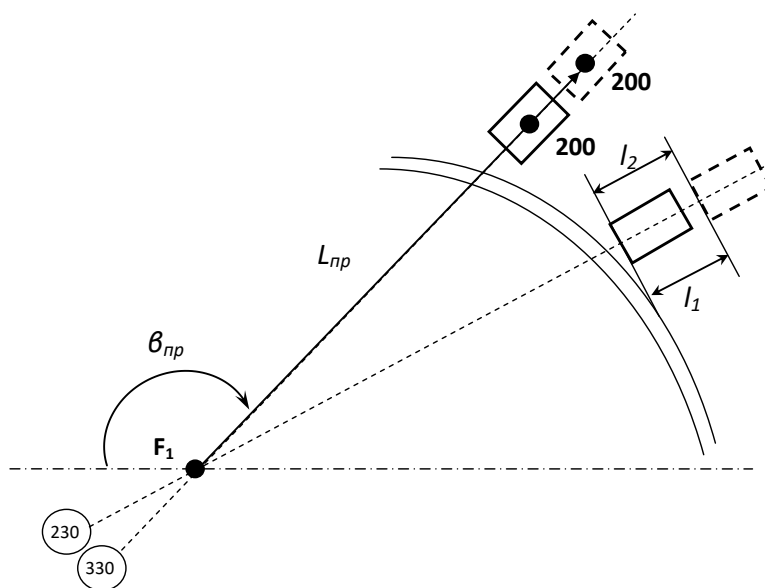


Рис. 6.8. Розмічування еліптичної кривої з точки фокуса

За відсутності безпосередньої видимості на пункти геодезичної мережі спостереження виконують використовуючи метод вільної станції.

#### **§ 6.4. Розмічування криволінійних елементів способом вільної станції та ГНСС**

Якщо за умовами місцевості відсутні можливості вимірювання ординати  $x$  уздовж лінії тангенса (Т) кривої чи  $y$  – по перпендикуляру до нього, за відсутності видимості з пунктів зовнішньої геодезичної мережі та при використанні електронних тахеометрів, які працюють в режимі без відбивача найбільш надійним та мобільним є розмічування методом вільної станції.

Аналогічно приведеним способам розмічування колових кривих (§§6.2.1. – 6.2.3, § 6.3) розмічування виконують окремо від початку та від кінця кривої до вершини кута повороту (ВК). Для кожної половини кривої (рис.6.7) прийемо напрям координат і визначимо координати характерних точок кривої:

– для лівої частини

$$\left. \begin{array}{l} X_{ПК} = 0; \quad Y_{ПК} = 0; \\ X_{БК} = T; \quad Y_{БК} = 0; \end{array} \right\} \quad (6.19)$$

– для правої частини

$$\left. \begin{array}{l} X_{КК} = 0; \quad Y_{КК} = 0; \\ X_{БК} = T; \quad Y_{БК} = 0; \end{array} \right\} \quad (6.20)$$

За формулами (6.1, 6.2) розраховують розмічувальний кут  $\theta$  для прийнятої довжини інтервалів кривої  $l$  і визначення координат розмічувальних точок 1, 2, ...,  $n$  (рис. 6.3; 6.7).

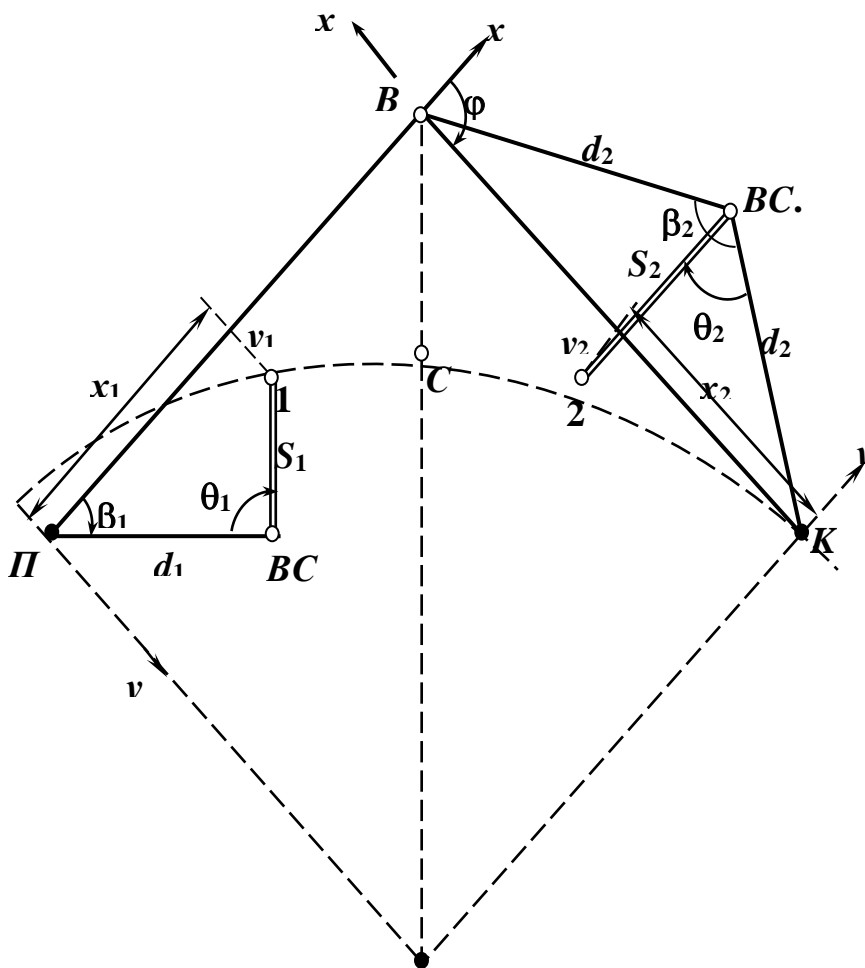
На місцевості, в зручному для виконання робіт місці, вибирають положення вільної станції (наприклад точка ВС.1) і

способом полярних координат через кут  $\beta_1$  і довжину лінії  $d_1$  обчислюють координати вільної станції.

$$\left. \begin{aligned} X_{BC_1} &= d_1 \cos \beta_1 \\ Y_{BC_1} &= d_1 \sin \beta_1 \end{aligned} \right\} \quad (6.21)$$

Для розмічування точок на колівій кривій  $1, 2, \dots, n$  розв'язанням обернених геодезичних задач за програмним забезпеченням електронного приладу визначають розмічувальні елементи  $\theta_i$  і  $S_i$ . Способом полярних координат (6.1.3) визначають на місцевості положення точок колової кривої в межах  $PK - CK$ .

Аналогічно розмічають другу частину кривої  $KK - CK$ .



**Рис. 6.9. Схема розмічування колової кривої методом вільної станції**

За наявністю електронного теодоліта або тахеометра координати вільної станції ВС.2 можна визначити із оберненої лінійно-кутової засічки по двом точкам:  $BK$  ( $X_{BK} = T$ ,  $Y_{BK} = 0$ ) і  $KK$  ( $X_{KK} = 0$ ;  $Y_{BK} = 0$ ).

Із трикутника трилатерації із сторонами  $d_1$ ,  $d_2$  і  $T$  можна обчислити кут  $\beta_2$  маючи співвідношення

$$\frac{T}{\sin \beta} = \frac{d_2}{\sin \beta_2},$$

$$\beta_2 = \arg \sin \frac{d_2 \sin \beta}{T} \text{ або } \cos \beta_2 = \frac{d_1^2 + T^2 - d_2^2}{2d_1 T}.$$

За формулами (6.21) за довжиною лінії  $d_1$  та кута  $\beta_2$  обчислюють координати  $X_{BC_2}$ ,  $Y_{BC_2}$ .

При цьому обчисленні ординати ( $y$ ) для розмічувальних точок по формулі (6.13) будуть мати знак мінус ( $-y$ ).

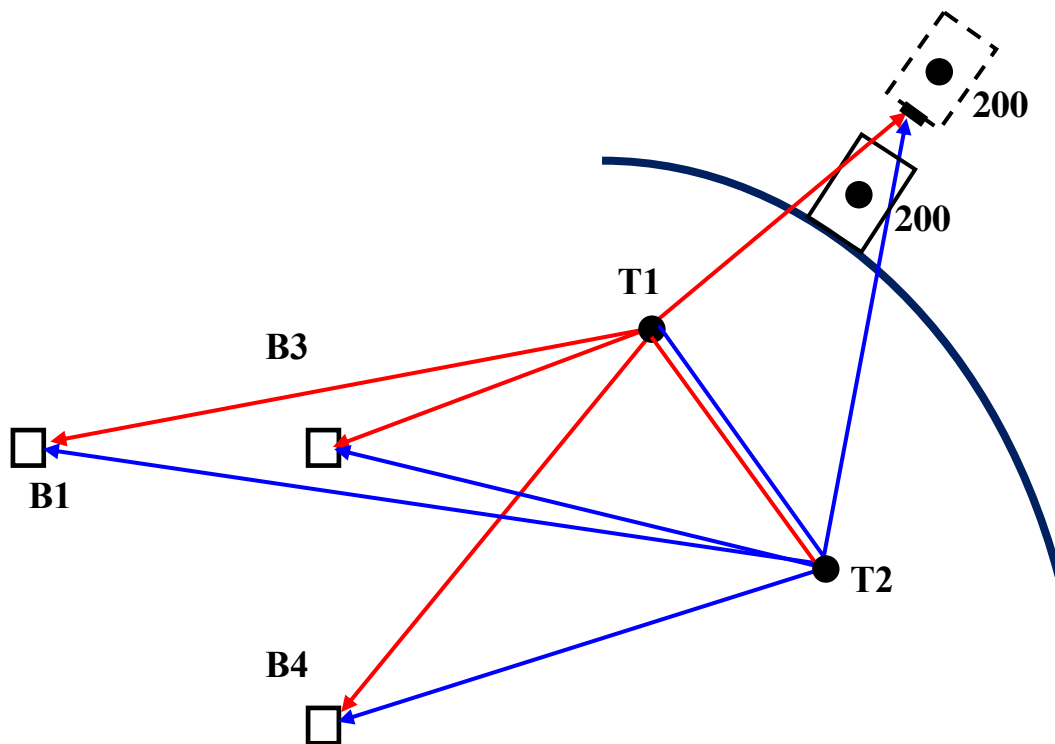
Розмічування другої частини кривої аналогічно розмічуванню першої половини кривої. По координатам вільної станції (ВС 2) та розмічувальних точок кривої розв'язанням обернених геодезичних задач обчислюють елементи  $d_{2i}$  та  $Q_{2i}$  (рис.6.7) і полярним способом визначають положення точок колової кривої на місцевості.

В роботах Пряхи Б.Г.[63] приведені інші способи застосування методу вільної станції при розмічуванні колових кривих.

Спосіб вільної станції зручно використовувати при розмічуванні кола значних розмірів. Для цього в системі будівельних координат  $OXY$  (рис. 6.7) за формулами (6.12, 6.13) легко обчислити координати розмічувальних точок кожної чверті кола. Для зручності розмічування слід переобчислити координати розмічувальних точок кола в умовну систему координат  $O'X'Y'$ , змістивши їх на величину  $\Delta x$ ,  $\Delta y$  (рис. 6.6) так, щоб значення координат були додатними.

Подальше розмічування виконується аналогічно розмічуванню колової кривої.

Реалізація методу вільної станції вимагає виконання спостережень за особливою методикою. В якості точок розташування вільних станцій використовують будь-яку точку. Для контролю розмічування виконують з двох вільних станцій. На вільних станціях виконують спостереження мінімум до 3-х пунктів геодезичної мережі (рис. 6.10). При високоточному розмічуванні та в умовах роботи будівельної техніки, обов'язковим є виконання взаємних спостережень між вільними станціями з наступним вирівнюванням за методом найменших квадратів.



*Рис. 6.10. Схема розмічування колової кривої методом вільної станції з контролем*

### **Розмічування колових кривих ГНСС-методом**

Використання супутникового методу розмічування криволінійних споруд за допомогою ГНСС-вимірювань обмежено наявністю і економічністю їх використання. Може використовуватися при розмічуванні осей гідротехнічних гребель,



ГЕС, мостів великої довжини, сучасних швидкісних автомагістралей і інших інженерних споруд із заокругленнями значних геометричних параметрів.

Загальна технологія ГНСС-розмічування може бути такою:

1) в проекті визначають проектні координати характерних точок заокруглення згідно вимог проекту споруди і складають розмічувальну схему, на якій вказують:

а) вихідні пункти геодезичної основи;

б) координати характерних точок криволінійної осі споруди.

2) на місцевості наближено від місцевих предметів і контурів чи геодезичними способами (5.3.1 – 5.3.6) наближено визначають положення розмічувальних точок;

3) на вихідному геодезичному пунктів встановлюють базовий приймач.

4) для виконання вимірів у реальному масштабі часу (у русі) до початку вимірювань виконують присвоєння початкових значень (ініціалізацію) переносного ГНСС – приймача. За допомогою контролера вибирають одиниці вимірювань і систему координат у системі координат геодезичної розмічувальної мережі;

5) другий (пересувний) приймач поступово встановлюють в попередньо винесених розмічувальних точках. На дисплеї контролера будуть висвічуватись координати розмічувальної точки. Їх порівнюють із проектними і приймач зміщують до тих пір, поки координати на дисплеї не збігаються із проектними. Можна застосувати метод редукції (5.3.7);

б) остаточно визначену точку закріплюють і маркують згідно вимог проекту споруди.

Точність розмічування визначається за формулою (5.79).

### **§ 6.5. Розмічування просторових криволінійних поверхонь**

У більшості випадків просторові криволінійні поверхні в будівництві представлені у вигляді оболонки. Оболонки, як

просторові конструкції, знаходять все більш широке застосування в різних галузях техніки. Економічна ефективність такого типу конструкцій доведена практикою. Складність, а в деяких випадках і неповторність просторової геометричної форми оболонок висуває особливі вимоги до якості монтажу цих конструкцій і їх розмічування. Якість та точність розмічування негативно відбивається на надійності та безпечному функціонуванні оболонкової системи.

### 6.5.1 Види просторових криволінійних поверхонь

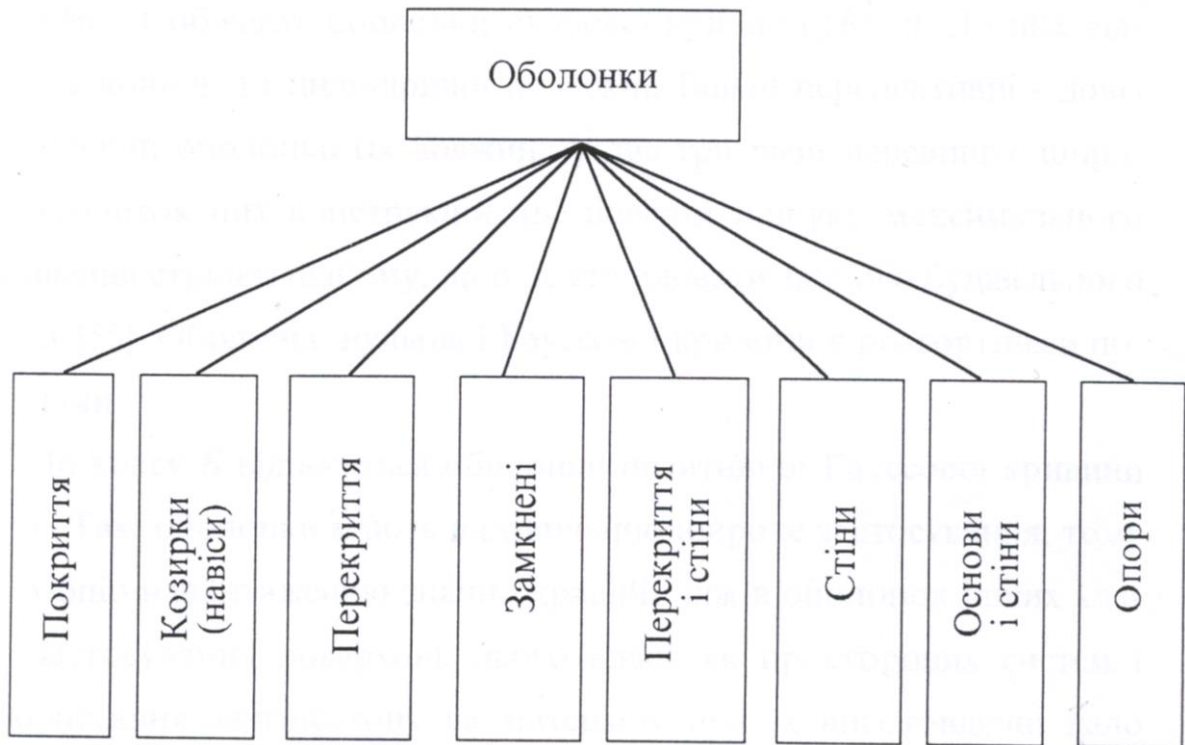
Серед ознак, за якими класифікують криволінійні поверхні, виділяються три великі основні групи: функціональне призначення, геометричні параметри, конструктивні і технологічні ознаки.

Оболонкові системи можуть відігравати найрізноманітніші функціональні ролі. На рис. 6.11 приведені оболонки в залежності від їх функціонального призначення і розташовані в порядку масовості їх застосування.

Геометрія оболонки як тіла, обмеженого двома криволінійними поверхнями, віддаль між якими набагато менша будь-якого іншого розміру, характеризується геометрією її серединної поверхні. Остання визначається як геометричне місце точок, рівновіддалених від вказаних поверхонь. Головна з геометричних ознак, за якою класифікуються оболонки, є вид поверхні оболонки, тобто вид її серединної поверхні. Кожна точка поверхні характеризується Гауссовою кривиною  $K$ , яка визначається за формулою:

$$K = \frac{1}{R_1} \cdot \frac{1}{R_2} \quad (6.22)$$

де  $R_1$  і  $R_2$  - головні радіуси кривини (максимальний і мінімальний) в цій точці. В залежності від значення Гауссової кривини  $K$  оболонки поділяються на класи (рис. 6.12).



**Рис. 6.11. Класифікація оболонок за їх функціональним призначенням**

Клас *A* об'єднує оболонки нульової кривини ( $K=0$ ). До них відносяться конічні та циліндричні поверхні.

До класу *B* відносяться оболонки позитивної Гауссової кривини ( $K>0$ ). Такі оболонки мають надзвичайно широке застосування, тому що їх опір навантаженню значно кращий, ніж в оболонок інших класів. Першою збудованою тонкою оболонкою був купол. В сучасній будівельній практиці все частіше зустрічаються оболонки позитивної Гауссової кривини товщиною 3-5 см.

Оболонки, окреслені лінійчатими поверхнями гіперболічного параболоїда (гіпари) і поверхнями обертання з горизонтальною і вертикальною осями, об'єднуються в клас *B*. Це оболонки негативної Гауссової кривини ( $K<0$ ).

В окремий клас *Г* виділяються оболонки різнозначної Гауссової кривини - тороїдальні оболонки, поверхні котрих мають на деяких ділянках позитивну, а на інших негативну кривину і

коноїди, поверхня котрих має в основному нульову Гауссову кривину. До даного класу відносяться також параболічні оболонки на плоскому контурі (в основному позитивної кривини), кутові зони котрих мають негативну Гауссову кривину.

Схема 2

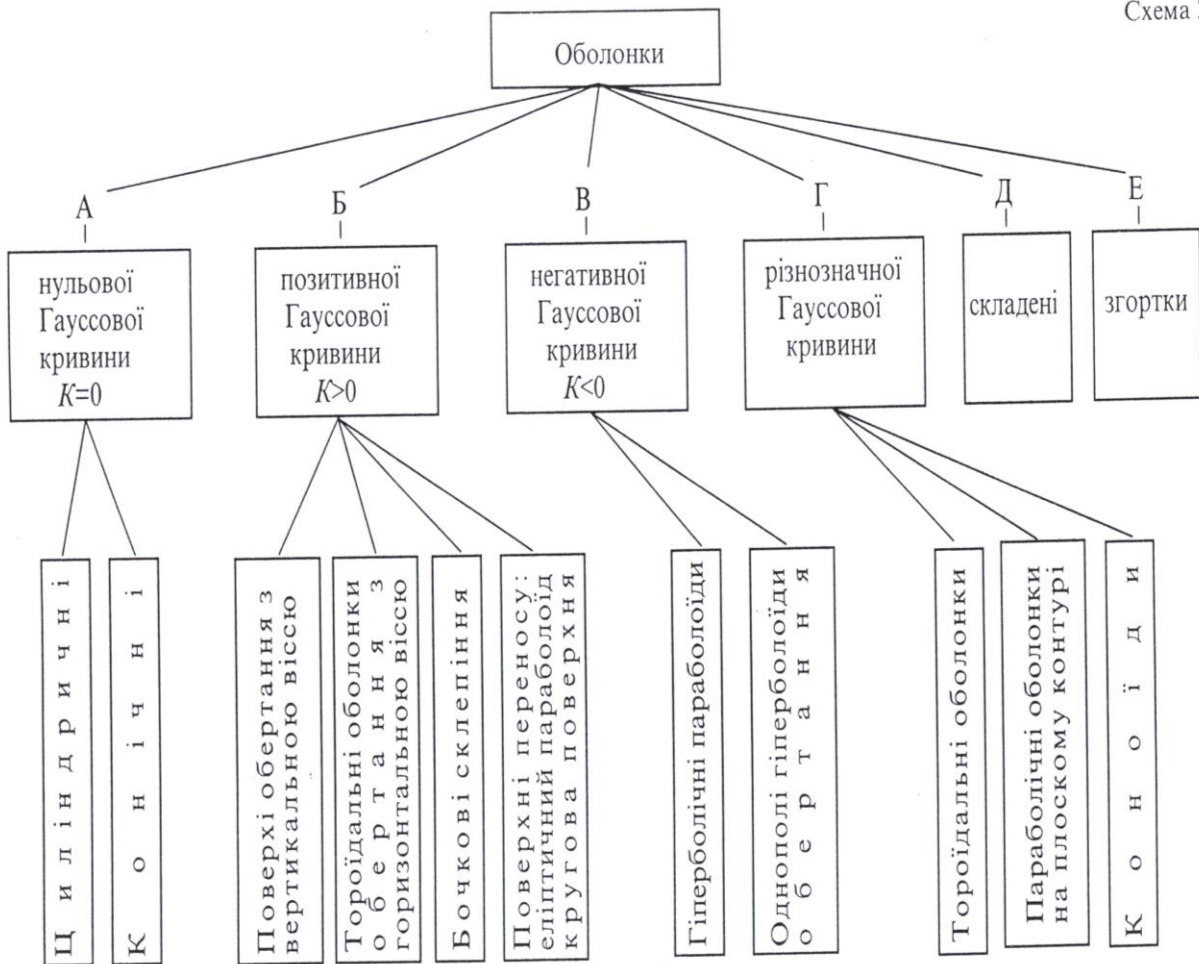


Рис. 6.12. Класифікація просторових оболонок

Складені оболонки, котрі мають складну поверхню і утворюються, в основному, з оболонок перших трьох класів, відносять до класу *Д*. Просторові конструкції даного типу дозволяють отримати цікаві та своєрідні архітектурні форми. Особливо слід виділити згортки, котрі є оболонками з концентрованою вздовж ліній кривиною - клас *Е*.

В залежності від способу утворення поверхні, оболонкові конструкції поділяються на дві групи - оболонки переносу

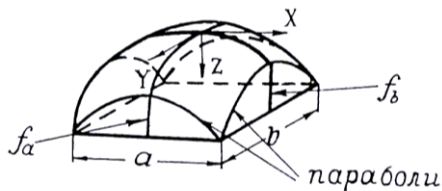
(трансляційні) та оболонки обертання. Середина поверхня трансляційних оболонок утворюється переміщенням деякої кривої вздовж довільної направляючої таким чином, що площини в котрих лежить утворена крива, в кожен момент залишаються паралельними одна одній. Різноманітність поверхонь переносу залежить від комбінацій твірної і направляючої, а також від їх параметрів (циліндричні оболонки, еліптичний та гіперболічний параболоїди, кругова поверхня). Трансляційні оболонки мають для архітектурно-будівельної практики ту перевагу, що можуть бути утворені переміщенням постійних кружал як в монолітному, так і в збірному варіантах. Середина поверхня оболонок обертання утворюється при обертанні твірної навколо прямолінійної осі, яка лежить в площині твірної.

Наведемо найбільш розповсюджені просторові оболонки та їх рівняння.

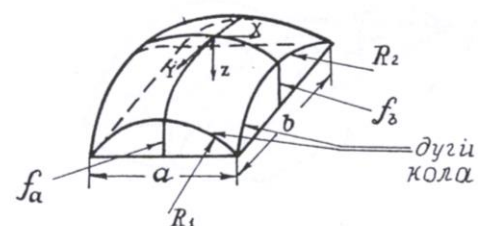
Вид і рівняння  
поверхні

б). Кругова поверхня переносу  
позитивної Гауссової кривини

а). Еліптичний параболоїд



$$Z = \frac{4f_a}{a^2}x^2 + \frac{4f_b}{b^2}y^2$$

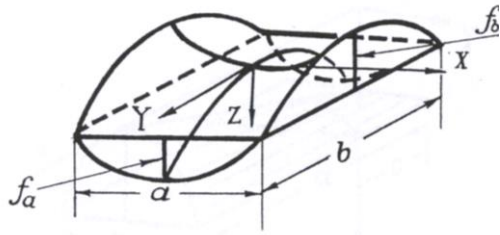


$$Z = R_1 + R_2 - \sqrt{R_1^2 - x^2} - \sqrt{R_2^2 - y^2}$$

$$R_1 = (4f_a^2 + a^2)/8f_a$$

$$R_2 = (4f_b^2 + b^2)/8f_b$$

в). Кругова поверхня переносу  
негативної Гауссової кривини



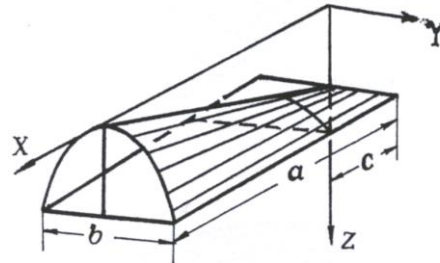
$$Z = R_1 - R_2 - \sqrt{R_1^2 - x^2} + \sqrt{R_2^2 - y^2}$$

$$R_1 = (4f_a^2 + a^2) / 8f_a$$

$$R_2 = (4f_b^2 + b^2) / 8f_b$$

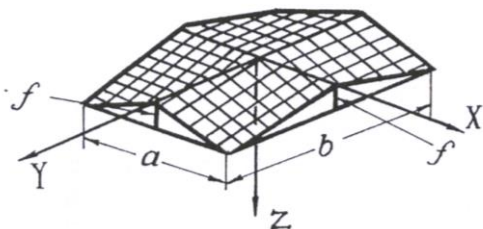
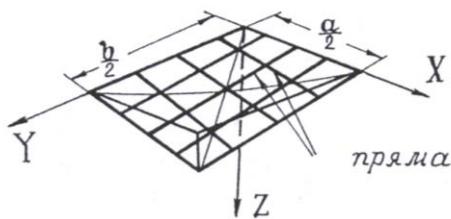
Вид і рівняння  
поверхні

г). Коноїд з параболічною  
напрямною



$$Z = f + f \cdot x \cdot (4y^2 - b^2) / ab^2$$

д). Гіперболічний параболоїд  
(гіпар)

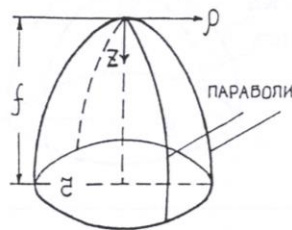


$$Z = \frac{4f \cdot x \cdot y}{ab}$$

Вид  
поверхні

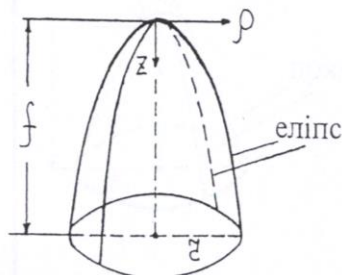
Канонічне  
рівняння  
поверхні

а). Параболоїд обертання



$$Z = f \frac{\rho^2}{r^2}$$

б). Еліпсоїд обертання



$$Z = \frac{f}{r} \sqrt{r^2 - \rho^2}$$

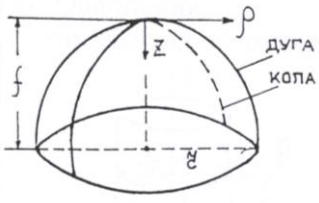
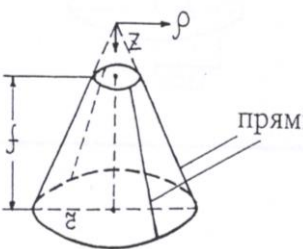
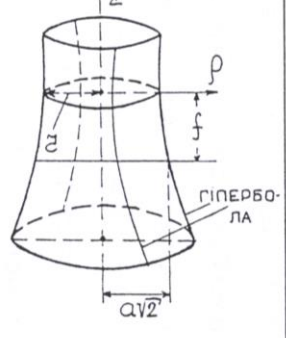
Вид поверхні	Канонічне рівняння поверхні
в). Сфероїд 	$Z = R - \sqrt{R^2 - \rho^2}$ $R = \frac{f^2 + r^2}{2f}$
г). Конічний купол 	$Z = f \cdot \rho / r$
д). Однополий гіперboloїд обертання 	$Z = \frac{f}{r} \sqrt{\rho^2 - r^2}$ $\rho \geq r$

Рис 6.13. Види просторових оболонок та їх рівняння

За параметрами просторових оболонок згідно з проектом споруди по канонічним рівнянням створюють просторову цифрову модель оболонки. Її використовують при розмічуванні поверхонь оболонок в процесі зведення споруди. Доцільно використання електронних безвідбиткових тахеометрів.

### 6.5.2 Розмічування просторових криволінійних поверхонь

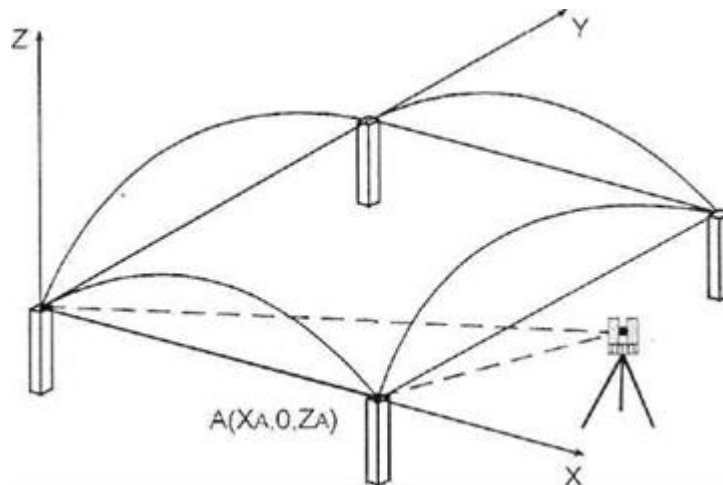
Для розмічування поверхні застосовують метод вільного вибору станції, який є ефективним при використанні електронного тахеометра. Електронний тахеометр дозволяє в режимі реального часу отримувати необхідні величини (координати точок, елементи редуцій, тощо) безпосередньо на об'єкті. Сутність методу вільного вибору станції полягає в тому, що спостереження за положенням поверхні виконується не з точок розмічувальної мережі, а з

довільних точок, вибраних за умови безпечного, надійного та якісного визначення координат контрольованих точок.

Цими умовами є:

- хороша видимість контрольованих точок;
- забезпечення необхідної точності та надійності засічки;
- видимість із станції 2 - 4-х пунктів локальної розмічувальної мережі;

При використанні даного методу відпадає трудомістка операція центрування приладу, а координати станції визначаються методом оберненої просторової засічки із застосуванням прикладних програм електронного тахеометра (рис. 6.14).



**Рис. 6.14. Орієнтування вільної станції при розмічуванні поверхні**

Виконання розмічувальних робіт в умовах будівництва пов'язане з постійними проблемами втрати та відновлення пунктів локальної геодезичної мережі за умов обмеженого простору та видимості. Метод вільного вибору станції дає змогу ефективно обійти всі ці проблеми. Для якісної реалізації даного методу достатньо мати 5-6 (а в деяких випадках і менше) пунктів локальної геодезичної мережі, розташованих у місцях, де забезпечується збереження центрів. Причому пункти можуть знаходитись на значній віддалі від об'єкту, необхідно лише, щоб вони були



розташовані таким чином, щоб з будь-якої точки території, що перекривається оболонкою було видно щонайменше 2-4 пункти.

При розмічуванні безпосередньо вимірюють горизонтальний кут  $\beta$ , зенітну відстань  $z$  та відстань  $R$ . В такому випадку координати точки відносно пункту спостережень обчислюють за виразами (6.23):

$$\begin{aligned} X_1 &= X_p + R \cos Z \cdot \cos \beta \\ Y_1 &= Y_p + R \sin Z \cdot \cos \beta \\ Z_1 &= Z_p + R \sin \beta \end{aligned} \quad , \quad (6.23)$$

Для виразів (6.23) нескладно отримати зворотні вирази, для обчислення кутів та відстаней через координати опорних пунктів та координати розмічуваних точок:

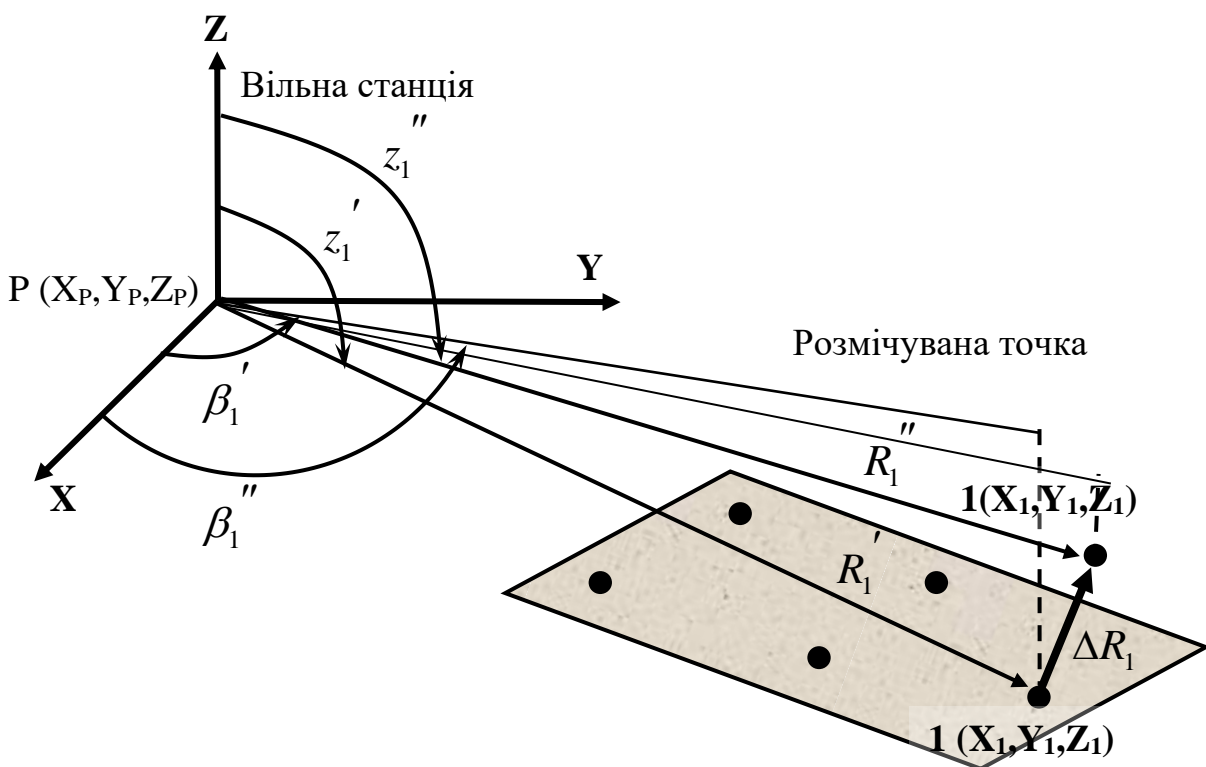
$$\begin{aligned} R_{p1} &= \sqrt{(X_p - X_1)^2 + (Y_p - Y_1)^2 + (Z_p - Z_1)^2} \\ Z_{p1} &= \arccos \left( \frac{Z_p - Z_1}{R_{p1}} \right) \\ \beta_{p1} &= \arccos \left( \frac{X_p - X_1}{R_{p1} \cdot \sin Z_{p1}} \right) \end{aligned} \quad (6.24)$$

Для кожної точки є відомими проектні координати і обчислені за результатами вимірювань. В такому випадку для кожної точки можна обчислити елементи редукування або у вигляді різниць координат за виразами (6.23) або у вигляді різниць кутів і відстаней за виразами (6.24).

Наведемо вирази для попереднього розрахунку точності розмічування просторових поверхонь методом вільної станції. Похибки безпосередньо визначення координат електронним тахеометром досить просто розрахувати за наступними виразами:

$$\left. \begin{aligned} m_x^2 &= (m_z \cdot R \cdot \cos \beta \cdot \cos Z)^2 + (m_\beta \cdot R \cdot \sin Z \cdot \sin \beta)^2 + (m_R \cdot \sin Z \cdot \cos \beta)^2 \\ m_y^2 &= (m_z \cdot R \cdot \sin \beta \cdot \cos Z)^2 + (m_\beta \cdot R \cdot \sin Z \cdot \cos \beta)^2 + (m_R \cdot \sin Z \cdot \sin \beta)^2 \\ m_z^2 &= (m_z \cdot R \cdot \sin Z)^2 + (m_R \cdot \cos Z)^2 \end{aligned} \right\} (6.25)$$

Для врахування особливостей методу вільної станції до похибок (6.25) додають похибки  $m_{ВИХ}$  - вихідних даних, які необхідно виразити через похибки зворотної просторової кутової засічки.



**Рис 6.15. Утворення елементів редукування при розмічуванні просторової поверхні**

Подальше вдосконалення методу вільного вибору станції в напрямку зменшення об'ємів вимірювань та підвищення точності і надійності результатів стало можливим завдяки двом подіям. Перша - поява електронних тахеометрів з точністю вимірювання кутів  $-0.5 - 3''$  і точністю визначення віддалі  $1-3 \text{ мм}$  в діапазоні  $1-200 \text{ метрів}$ . Друга – застосування відбиваючої візирної марки у

вигляді плівки товщиною 0.4 мм з клейкою оберненою поверхнею, що дозволяє кріпити цю марку-відбивач безпосередньо на обмірюваному об'єкті.

Ефективність застосування високоточних тахеометрів та плівок-відбивачів полягає в наступному:

- зменшення кількості пунктів локальної розмічувальної мережі до 3-4-х, а в деяких випадках і до двох;

- зменшення кількості пунктів, які необхідно спостерігати при визначенні місцеположення тахеометра в методі вільного вибору станції за рахунок застосування лінійно-кутових зворотніх засічок;

- використання одного вимірювального приладу (координати точок поверхні оболонки в даному випадку визначаються полярним способом).

Показовим у цьому плані може бути електронний тахеометр NET1200 фірми SOKKIA, на основі якого створено 3-х координатну автономну мобільну станцію MONMOS. До складу системи MONMOS входить:

- електронний тахеометр NET1200 з точністю вимірювання кутів  $\pm 1''$ , ліній- $\pm(0.8 + 1 \times 10^{-6} \times D)$ мм;

- реєстратор інформації SDR 4C з пакетом прикладних програм;

- мініатюрний принтер для друкування результатів вимірювань та обчислень безпосередньо в полі;

- набір відбивачів різної конструкції та різного радіусу дії, в т.ч. відбивачі-плівки та штанга з 2-ма візирними марками для вимірювань на невидимі точки.

Унікальною функціональною можливістю плівок-відбивачів є можливість вимірювання віддалі до них за умови, що кути відхилення різирного променя від нормалі до поверхні марки-відбивача знаходяться в межах  $\pm 45^\circ$  (вверх і вниз, вправо і вліво). Правда при цьому зменшується віддаль, яку можна виміряти із паспортною точністю.

Такі можливості дозволяють відтворити для поверхні систему координат, якою користувалися проєктанти, і виконувати розмічування в цій координатній системі (див. рис. 6.12). Останнє дозволяє уникнути досить громіздкої операції перерахунку координат точок поверхні з однієї системи в іншу і практично відмовитись від використання пунктів локальної розмічувальної мережі. При зміні точки стояння тахеометра необхідна система координат легко відновлюється шляхом послідовного спостереження тих же точок.

## РОЗДІЛ 7. ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ ПРИ МОНТАЖІ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

### § 7.1. Завдання та зміст геодезичних робіт

Головне завдання геодезичного забезпечення будівництва полягає у зведенні будинків і споруд відповідно до заданих геометричних параметрів у точно заданому проектом місці. Це досягається завдяки точному виконанню всіх технологічних операцій: виготовлення конструкцій, геодезичних розмічувальних і монтажних робіт та контрольно-монтажних геодезичних вимірів.

У розділах 4,5.6 було розглянуто організацію і технологію виконання геодезичних розмічувальних робіт. Вони є узагальненими для різних видів споруд незалежно від їх конструкцій і місця їх зведення. Вибір способу розмічувальних робіт значною мірою зумовлений необхідною точністю, можливістю його застосування в умовах будівельного майданчика та наявністю геодезичних приладів. Вони служать основою для виконання будівельно-монтажних робіт.

При проведенні монтажних робіт встановлюють в проектне положення елементи та вузли будівельних конструкцій: фундаменти, колони, панелі, цегляні стіни, балки, плити перекриття тощо. У промислових спорудах, після монтажу будівельних конструкцій у проектне положення, проводять монтаж технологічного устаткування.

Монтаж будівельних конструкцій виконується за результатами геодезичних розмічувальних робіт. Вони забезпечують встановлення елементів будівельних конструкцій і технологічного обладнання в проектне положення. Методика виконання геодезичних розмічувальних робіт при монтажі елементів будівельних конструкцій і технологічного устаткування має спільні риси.

Основними видами геодезичних робіт при монтажі елементів будівельних конструкцій і технологічного устаткування є:

- встановлення і вивірка в плані;
- встановлення і вивірка по висоті;
- встановлення і вивірка по вертикалі.

Монтаж елементів будівельних конструкцій і технологічного обладнання виконується відносно осей споруд. До початку монтажних робіт виконують контроль розмічування осей. При будівництві розмічувальні і закріплені осі збігаються з головними та основними осями будинків і споруд (з осями симетрії споруд та осями симетрії елементів конструкцій). Монтаж елементів конструкцій виконують відносно розмічених монтажних осей, які можуть збігатися з уже розміченими осями або розмічаються на деякій відстані ( $a = 10$  см) від площини елементів конструкцій і обладнання.

Монтажні осі проектують після старанного вивчення робочих креслень та технології монтажних робіт. Їх, як правило, надалі використовують для контролю точності монтажу елементів конструкцій. Тому у ряді випадків монтажні осі закріплюють постійними знаками за умовою, щоб після монтажу між ними збереглась видимість і можливість для проведення контрольних вимірювань.

Для забезпечення монтажу елементів по висоті на фундаментах, колонах, перекриттях монтажних горизонтів створюють сітку робочих висотних реперів або встановлюють „маяки”. „Маяк” – це закріплена на перекритті монтажного горизонту точка, яка має максимальну висоту або позначку. Іноді їх розмічають на одному рівні (висоті), що значно полегшує процес встановлення елементів та вузлів конструкцій за висотою.

Встановлення елементів конструкцій і технологічного обладнання в проектне положення вимагає високої точності розмічувальних і монтажних робіт. В проекті виконання робіт

(ПВР) повинні бути приведені допуски на проведення геодезичних розмічувальних і контрольних-монтажних вимірів. При їх відсутності керуються існуючими нормативно-технічними документами (ДБН ДСТУ –НБВ.1.3-1:2009 «Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві», СНиП 3.01.03.84 – “Геодезические работы в строительстве”, відомчими нормативними документами).

До початку монтажних робіт перевіряють геометричні параметри: довжину, ширину або товщину і висоту елементів будівельних конструкцій. Вони повинні відповідати проектним розмірам в межах допустимої точності виготовлення. Контрольні вимірювання виконують за допомогою компарованої рулетки та інших інструментів: лінійок, шаблонів, трикутників і т.ін.

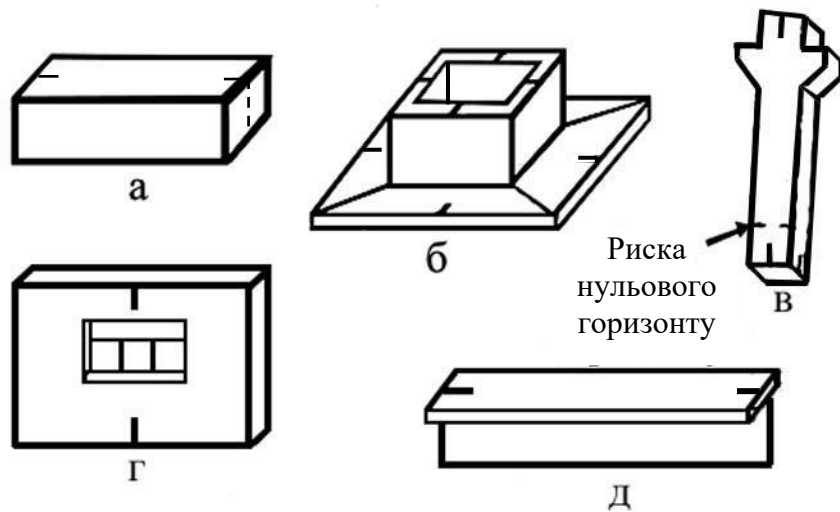
Геометричні параметри великих за розміром та складних за формою конструкцій визначають геодезичними методами на спеціально облаштованих стендах.

На елементах збірних конструкцій (блоки фундаментів, колони, підкранові балки, ригелі, рами, ферми, прогони, плити перекриття, панелі тощо) наносять риси, які визначають їх осі симетрії. Приклад нанесення рисок (міток) на деякі елементи будівельних конструкцій показано на рис. 7.1.

Для монтажу колон окрім осьових рисок, наносять риску нульового горизонту. Оскільки вона при проведенні монтажних робіт може бути закрита, то її рекомендується наносити на 10...20 см і більше вище від позначки підлоги нульового горизонту.

Геодезичні роботи технологічно супроводжують послідовність виконання монтажних робіт. Після монтажу елементів і їх попереднього закріплення монтажною оснасткою в обов'язковому порядку виконується геодезичний контроль точності встановлення елементів конструкцій в проектне положення. Складають виконавчу схему виявлених відхилень від проектного положення. При неприпустимих відхиленнях

обов'язково вносять необхідні корективи і тільки після цього остаточно закріплюють.



*Рис.7.1. Нанесення рисок осей симетрії на елементах будівельних конструкцій:*

*а* – фундаментний блок; *б* – фундаментний блок стаканного типу; *в* – залізобетонна колона; *г* – стінова панель; *д* – балка.

### **§7.2. Монтаж і вивірка елементів конструкцій у плані**

При монтажі в плані встановлюють низ конструкцій. Монтаж виконується суміщенням рисок монтажних осей з рисками симетрії, які є на елементах конструкцій, або за їх зовнішніми гранями. При встановленні в плані елементи конструкцій орієнтуються водночас по осях  $X$  і  $Y$ . Тому для кожного елемента повинні бути задані напрями монтажних осей так, щоб вони забезпечували його встановлення по осям із заданою точністю.

Геодезичні роботи, які виконуються, щоб задати монтажні осі елементам, що монтуються, називаються **детальним розмічуванням**. При будівництві будинків і споруд застосовують переважно два способи завдання напрямку монтажних осей: 1) **оптичний**; 2) **струнний**. Нині широко використовують лазерні прилади.



При монтажі будівельних конструкцій виконують геодезичні контрольні – монтажні вимірювання або вивірку конструкцій. Вони полягають у контролі точності встановлення елементів конструкцій в проектне положення відносно винесених монтажних осей. Ось чому розмічуванню монтажних осей повинна бути приділена особлива увага. Геодезичні роботи повинні виконуватися так, щоб завжди додатково контролювалась правильність винесення монтажних осей. Наприклад - вимірювання відстані між двома паралельними або вимірювання кутів між двома взаємно перпендикулярними монтажними осями і т. д. Прилади та методи геодезичних робіт при вивірці конструкцій такі самі, як при їх встановленні (монтажі).

При плановому встановленні обладнання застосовується як оптичний, так і струнний способи. Однак, при встановленні високоточного обладнання застосовуються високоточні методи встановлення і вивірки; **струнно – оптичний, дифракційний, коліматорний** та ін. Для цього застосовуються спеціальні прилади і пристрої .

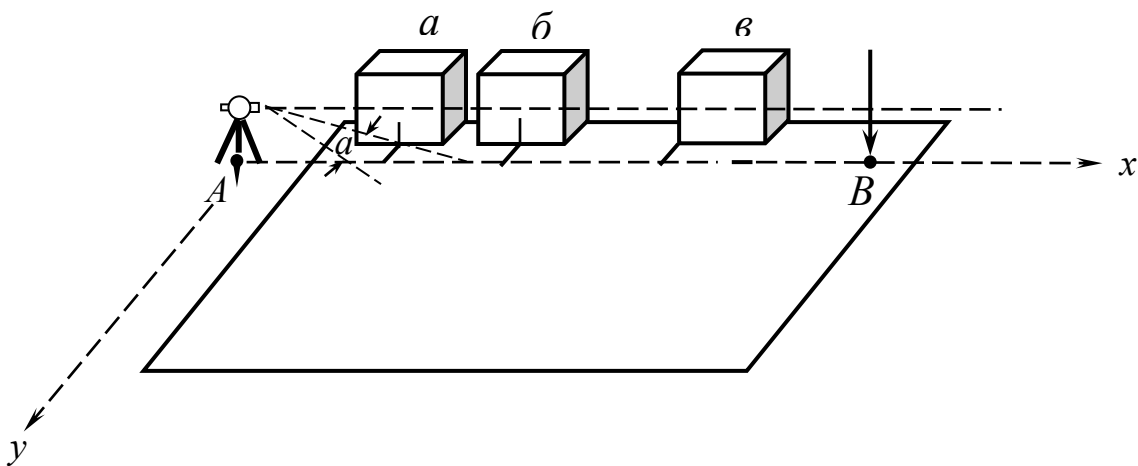
Зупинимося лише на способах встановлення деяких будівельних конструкцій житлових, громадських й промислових будинків.

### 7.2.1. Спосіб оптичного візування

В цьому способі за опорну (вихідну) лінію для детального розмічування монтажних осей править візирна вісь зорової труби теодоліта, тахеометра та ін. Суть полягає в наступному. Є дві точки, розташовані на кінцях монтажної осі. Для розмічування монтажної осі у вигляді рисок для кожного елемента в початковій точці *A* встановлюють теодоліт, у кінцевій точці *B* – віху або марку. Теодоліт центрують і приводять у горизонтальне положення. Наводять візирну вісь на марку (віху) і закріплюють

зорову трубу теодоліта. Потім, нахилиючи трубу, наводять зорову вісь на поверхню де встановлюються конструкції і в необхідних місцях проводять олівцем риски (рис. 7.2). При використанні лазерних приладів (електронного теодоліта та електронного тахеометра з лазерним візирним променем) риску помічають візуально по центру світлової плями.

На довгих повздовжніх осях розмічування ведуть з точки  $A$  до середини осі, а потім з точки  $B$  – до середини осі. Це значно підвищує точність розмічування рисок осей. Доцільно застосовувати самоклеючий пластик з нанесеною рисою.

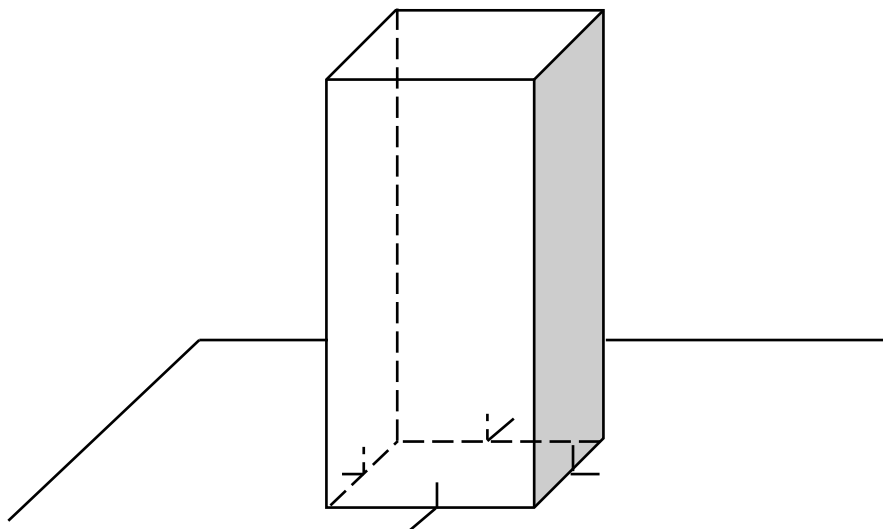


**Рис. 7.2. Схема детального розмічування осей при монтажі стінових панелей**

Місця рисок монтажних осей залежать від методу монтажу і виду конструкції. Так, для кожної конструкції, що має значну довжину (рис.7.2) намічають дві риски вздовж осі  $X$ . Залежно від методу їх монтажу намічають по осі, грані або на деякій відстані від площини конструкції. По осі  $Y$  достатньо вказати одну риску осі. Вона намічається по осі конструкції, якщо на самій конструкції помічена риска її симетрії (рис.7.2, панелі  $a, б$ ). Якщо монтаж ведеться по гранях панелей, то риска суміщається з гранню панелі

(рис.7.2, панель *в*). При монтажі відстань  $a$  контролюється звичайними металевими лінійками з міліметровими поділками. Відстані до рисок елементів поперечної осі  $Y$  від точки  $A$  або  $B$  розраховують згідно проектних розмірів і вимірюють, як правило, мірними компарованими рулетками з заданою точністю.

При монтажі елементів квадратного перерізу для кожного елемента, як правило, наносять чотири риси по двох взаємно-перпендикулярних осях (рис.7.3). Аналогічно встановлюються закладні частини для монтажу металевих колон, обладнання та інших будівельних конструкцій. Встановлення низу конструкцій в плані виконується суміщенням рисок осей на елементі з рисками монтажних осей.



**Рис. 7.3. Схема розмічування осей при монтажі колон**

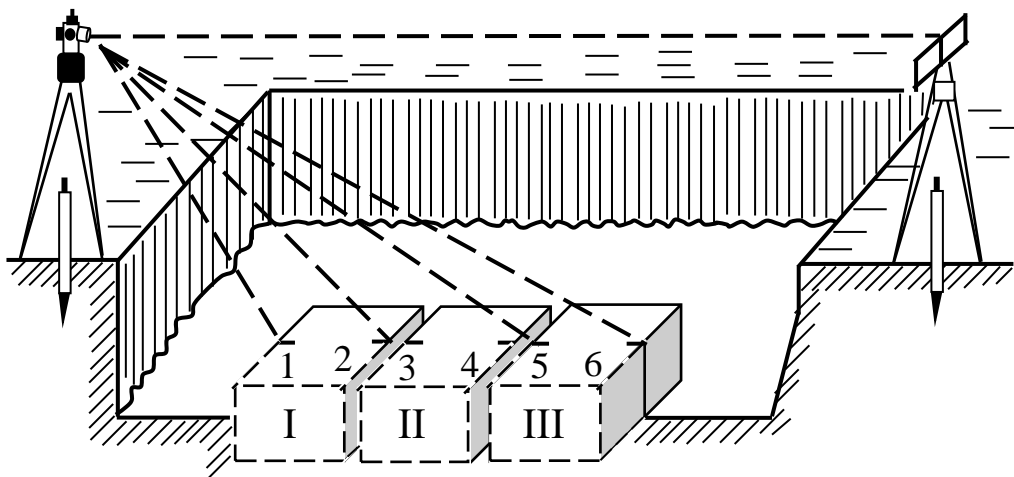
Монтажні риси виносять при двох положеннях вертикального круга теодоліта. З двох одержаних точок риску проводять посередині. Допускається розмічування при одному крузі, якщо повністю усунена колімаційна помилка  $c$  і практично з'ясовано, що вона не впливає на точність розмічування осей.

При застосуванні лазерних приладів розмічування монтажних рисок значно спрощується. У цьому випадку їх проводять по центру світлової плями. При монтажі будівельних конструкцій і

технологічного обладнання можна детально не розмічувати монтажні осі. Іноді немає можливості вивести монтажні осі на раніше встановлені будівельні конструкції. Тоді за монтажу вісь при встановленні конструкцій і обладнання беруть візирну лінію зорової труби теодоліта.

Якщо монтаж відбувається в одному рівні (на одній висоті), то використовують труби спеціальних геодезичних приладів. У процесі монтажу риску осей елементів конструкцій суміщають з віссю візування труби теодоліта. Наприклад, при монтажі збірних блоків стрічкового фундаменту (рис.7.4 ) теодоліт встановлюють на точці монтажної осі *A* і візують вздовж неї по лінії *AB*.

При встановленні в плановому положенні блока *I* монтажники за вказівкою спостерігача біля теодоліта пересувають блок доти, поки риски 1 і 2 не збігатимуться з лінією осі візування зорової труби. Монтаж блока *II* виконується за рисками 3,4 і т. д. Цей спосіб застосовується у тих випадках, коли є пряма видимість між теодолітом і рисками монтажних елементів конструкцій та обладнання.



**Рис. 7.4. Монтаж фундаментних блоків**

При застосуванні лазерних приладів промінь спрямовується по лінії *AB*. У процесі встановлення монтажники самі суміщають риски елементів з видимою плямою лазерного променя. Це значно підвищує продуктивність й точність монтажних робіт.

При використанні ротаційних лазерних нівелірів створену вертикальну площину орієнтують по лінії  $AB$ . Тоді монтажникам досить легко і швидко сумістити риски осі блоків з візуально видимою на їх поверхні світловою лінією лазерної площини.

Якщо монтажна вісь зміщена відносно осі симетрії елементів конструкцій на величину  $a$  (рис.7.5), то застосовується спосіб **бокового нівелювання**. Теодоліт установлюється у вихідній точці осі  $A$  і візується на віху або марку точки осі  $B$ .

При встановленні панелі до двох її кінців прикладають лінійки (рейки) з поділками. Зорову трубу теодоліта візують на лінійки. За командою спостерігача кінці панелі пересувають так, щоб відліки по них дорівнювали  $v$ .

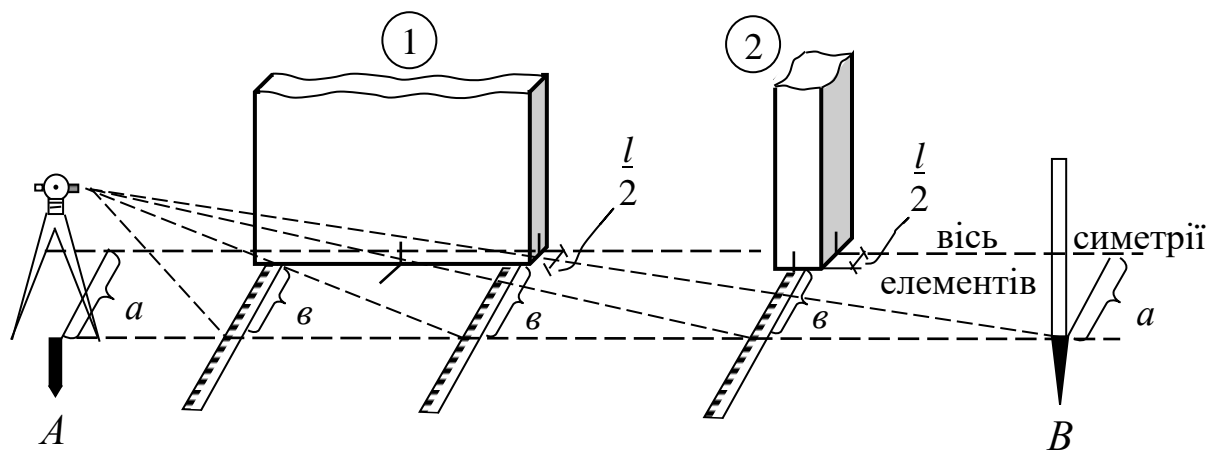


Рис. 7.5. Схема способу бокового нівелювання: 1 – монтаж панелей; 2 – монтаж колони

Відлік  $v$  обчислюється за формулою:  $v = a - l/2$ , де  $l$  – ширина або товщина елемента конструкції. Водночас суміщають риску осі симетрії панелі. При встановленні колон (2) лінійку прикладають по центру до зовнішньої площини (рис.7.5). Якщо використовується лазерний прилад, то монтажники по плямі лазерного променя спостерігають відлік і переміщують елемент так, щоб він дорівнював раніше обчисленому відліку  $v$ .

При використанні ротаційного нівеліра отримуємо видиму лазерну вісь на поверхні конструкцій монтажного горизонту, а

тому монтажні роботи виконуються значно продуктивніше від точки  $A$  до точки  $B$  вздовж створу монтажної осі.

Спосіб бокового нівелювання широко застосовується при контрольно-монтажних вимірюваннях. У процесі вимірювань визначають фактичні значення відрізків  $b$  від площин або осей будівельних конструкцій і обладнання. Різниця між їх проектними і фактичними значеннями буде похибкою встановлення конструкцій або обладнання в плані. Горизонтальність елементів збірних будівельних конструкцій попередньо контролюють за допомогою геометричного нівелювання або будівельних рівнів, з використанням лазерних ротаційних нівелірів.

Основні джерела похибок способу оптичного візування:

- 1) вихідних даних (і закріплення монтажних осей)  $m_B$ ;
- 2) центрування теодоліта  $m_{Ц}$ ;
- 3) редукції візирних знаків  $m_p$ ;
- 4) візування  $m_{ВЗ}$ ;
- 5) фокусування  $m_{фк}$ ;
- 6) впливу зовнішніх умов  $m_{ЗН}$ ;
- 7) суміщення риски з візирною віссю або відліку в способі бокового нівелювання  $m_0$ .

Середня квадратична похибка способу оптичного візування

$$m = \sqrt{m_B^2 + m_{Ц}^2 + m_p^2 + m_{ВЗ}^2 + m_{фк}^2 + m_{ЗН}^2 + m_0^2}. \quad (7.1)$$

Похибки центрування, редукції та відліку можна звести до мінімуму. При сприятливих зовнішніх умовах вимірювань точність способу визначається в основному похибками візування і фокусування. Похибка зростає пропорційно довжині лінії від точки  $A$  до монтажної риски. Для підвищення точності монтажні роботи починають із середини ділянки в напрямі до точки, на якій встановлений прилад. Потім переставляють прилад на кінцеву

точку і виконують монтаж елементів конструкцій другої половини створу. Максимальна похибка монтажу конструкцій буде посередині монтажної осі.

При великій довжині поздовжньої осі для зменшення похибок візування і фокусування застосовують **спосіб послідовних створів**. Для цього монтажу вісь  $AB$  розбивають на  $n$  – приблизно однакових частин (рис. 7.6 ). Теодоліт встановлюють в точці  $A$ , а постійну марку в точці  $B$  і візують за створом лінії  $AB$ . Спочатку встановлюють конструкції між точками  $A - 1$ . Потім за допомогою рухомої марки встановлюють у створі лінії  $AB$  точку 1. Переносять теодоліт в точку 1. Візують на точку  $B$  і виконують монтаж вздовж ділянки осі між точками 1 і 2. Знову встановлюють у створі точку 2 і т. д. У цьому способі теодоліт послідовно переставляють в точку  $A, 1, 2, \dots$ . Кожен раз візирну вісь орієнтують на марку в точці  $B$ . Монтаж ведуть послідовно на ділянках  $A-1, 1-2, 2-3, \dots$  і т. д.

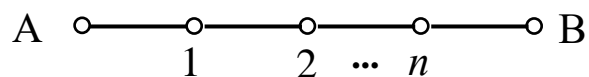


Рис. 7.6. Схема способу послідовних створів

У способі послідовних створів похибку центрування необхідно зводити до мінімуму.

### 7.2.2. Струнний спосіб

Струнний спосіб широко застосовують при монтажі будівельних конструкцій і обладнання. Суть способу полягає в тому, що на деякій висоті вздовж монтажної осі натягують струну (сталевий дріт або синтетичну нитку) діаметром 0,3 ... 0,8 мм. Напрямок струни утворює монтажну вісь. У необхідних місцях підвішують легкі ниткові виски. За центрами висків ведуть

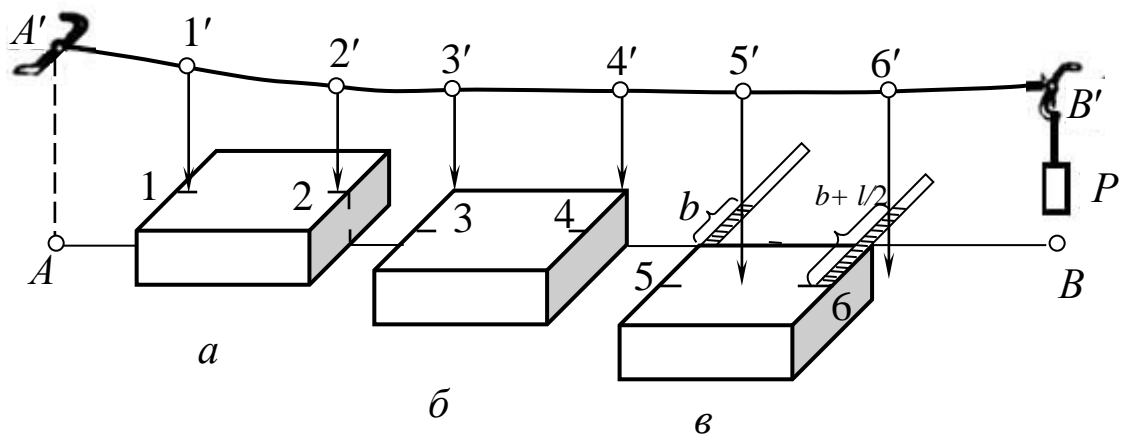
монтаж елементів конструкцій або обладнання. Цим способом можна передати монтажну вісь на глибину (у котлован). При будівництві будинків і споруд струнний спосіб широко застосовується при монтажі конструкцій підземної частини будинку (збірних і монолітних фундаментів), при дослідженнях деформацій гідротехнічних гребель у період їх експлуатації.

Як і в оптичному способі методика встановлення конструкцій у проектне положення залежить від розташування монтажної осі (струни) відносно осі симетрії елементів. На рис. 7.7 показаний монтаж фундаментних блоків у трьох випадках: по осі, грані і на деякій віддалі від монтажної осі.

До початку монтажу точки монтажної осі  $A$  і  $B$  за допомогою теодоліта переносять на спеціальні жорсткі пристрої (скоби) для закріплення дротів (точки  $A'$  і  $B'$ ). При монтажі обладнання їх переносять на стіни будинків тощо. В точках  $A'$  і  $B'$  встановлюють кріплення для струни. Один кінець струни закріплюють, а до іншого через блок підвішують тягар  $P$ . У точках  $1'$ ,  $2'$ ,  $3'$ , ... і т.д. підвішують легкі ниткові виски. Якщо струна (монтажна вісь) збігається з віссю симетрії елемента, то в процесі монтажу ризики суміщають з вістрями висків (точки 1 і 2). Аналогічно встановлюють блок, суміщаючи його грань з висками (точки 3 і 4). Якщо блок зміщений відносно монтажної осі, то в точках  $5'$  і  $6'$  підвішують виски. За допомогою лінійки контролюють відстань від грані елемента  $b$  або від осі блока  $b_1 + l/2$  (рис. 7.7, блок  $v$ ) до точки 5 або 6.

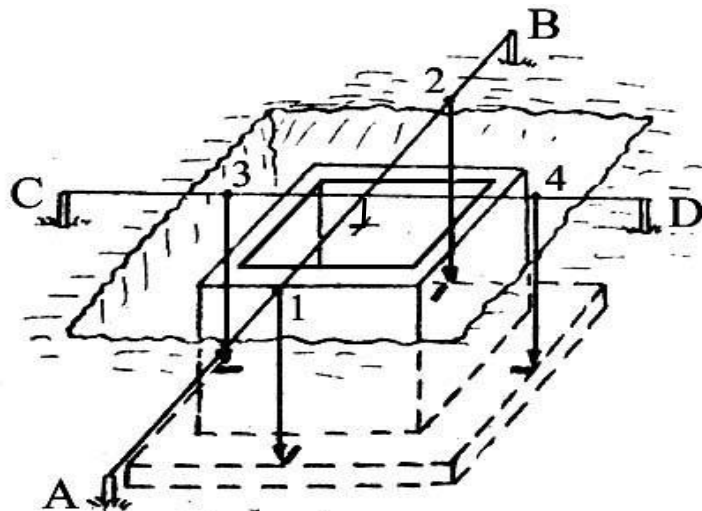
Іноді струну натягують тільки для невеликої ділянки монтажної осі для встановлення окремих елементів будівельних конструкцій. Так діють при монтажі фундаментів опор, які знаходяться на воді, або при встановленні збірних елементів і опалубки монолітних фундаментів під колони промислових будинків.





**Рис. 7.7. Схема монтажу блоків в струнному способі:**  
*a* – з орієнтацією за віссю блока; *б* – з орієнтацією за гранню  
 блока; *в* – зі зміщенням осі блока

У цьому випадку способом оптичного або лазерного візування виносить по дві точки на кожній осі поблизу елемента, що монтується (рис.7.8), наприклад точки *A, B* і *C, D*. Встановлюють кілки і натягують дві взаємно перпендикулярні струни.



**Рис. 7.8. Монтаж фундаменту під колону**

В точках 1,2,3 і 4 підвішують ниткові виски. Монтажний блок фундаменту стаканного типу встановлюють так, щоб риски на фундаменті збігалися з вістрями всіх висків водночас.

Основні похибки струнного способу: коливання струни внаслідок пересування по довгій нитці висків, дія вітру і похибки проектування точок із струни на поверхню конструкції (коливання висків).

Недоліком способу є те, що на довгих створах струна дає значне провисання. Тому доводиться високо підіймати точки *A* і *B* (рис. 7.7). При цьому збільшується коливання як самої струни, так і висків. Помітно впливає вітер. Тому роботу на довгих створах необхідно виконувати в безвітряну погоду – усунути вплив вітру на тягар і нитку виска. При сильному вітрі необхідно використовувати спосіб оптичного візування. Разом з тим струнний спосіб досить простий, зручний при монтажі і часто забезпечує необхідну точність. Горизонтальність поверхонь елементів при монтажі контролюють за допомогою будівельних рівнів або геометричним нівелюванням, з використанням ротаційних нівелірів (розділ 15, §3).

### ***§7.3. Встановлення і вивірка елементів конструкцій за висотою***

При монтажі елементів за висотою низ або верх конструкції встановлюють на проектну позначку від робочих реперів, які є на монтажному горизонті. Верх конструкції повинен знаходитися в горизонтальній площині. Тому встановлення колон виконується за однією точкою, панелей – за двома точками, плит перекриття – за трьома або чотирма точками.

При зведенні будинків і споруд встановлення за висотою виконується переважно способом геометричного нівелювання. При монтажі елементів конструкцій будинку в межах монтажного горизонту перспективно застосування гідростатичного нівелювання.

На сучасному етапі гідростатичні нівеліри не випускаються. Тому метод гідростатичного нівелювання при монтажі елементів будівельних конструкцій практично не застосовується.

### 7.3.1. Спосіб геометричного нівелювання

Найбільш поширений при встановленні конструкцій і окремих точок на проектну висоту. Залежно від методу монтажних робіт, типу конструкції і необхідної точності методика встановлення і вивірки конструкцій за висотою дещо різна. Розглянемо типові схеми використання способу геометричного нівелювання при встановленні і вивірці деяких елементів конструкцій.

#### Монтаж стінових панелей

Стінові панелі монтують тільки після вивірки монтажного горизонту. Для цього за допомогою геометричного нівелювання визначають позначки поверхні перекриття на монтажному горизонті. При монтажі верх стінових панелей повинен бути в одній горизонтальній площині. Водночас позначки поверхні монтажного горизонту, як правило, відрізняються від проектних і висоти їх трохи різняться внаслідок похибок виготовлення і монтажу плит перекриття. Щоб установити верх панелі на проектну висоту, під її низ встановлюють підкладки – маяки (рис.7.9) або утворюють шар цементного розчину для вирівнювання.

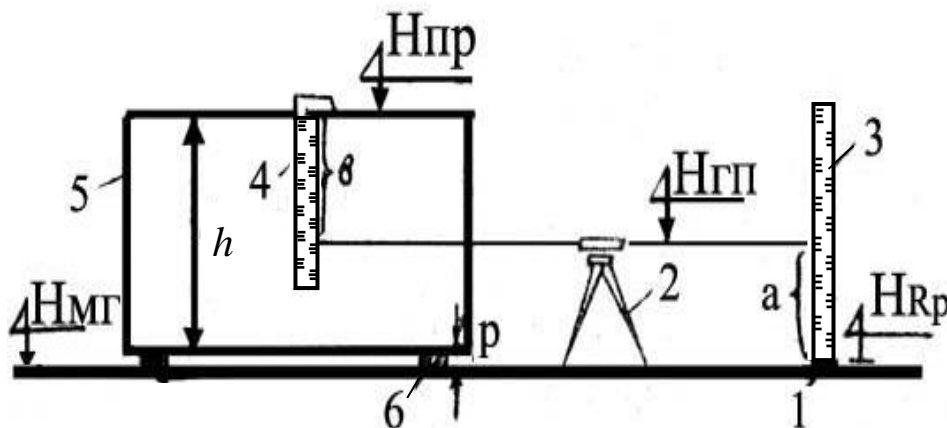


Рис. 7.9. Схема монтажу й вивірки панелі по висоті  
1 – робочий репер на монтажному горизонті; 2 – нівелір; 3 – рейка; 4 – підвісна рейка; 5 – панель; 6 – підкладка – маяк.

Підкладки – маяки товщиною  $P$  можна встановити заздалегідь. Для цього, від вихідного робочого репера або маяка визначають позначки монтажного горизонту  $H_{\text{мг}}$  в місцях встановлення елемента. Знаючи проектну позначку верху панелей та розмір панелі по висоті  $h$  панелей (рис.7.9.), товщина підкладок – маяків обчислюється за формулою

$$P = H_{\text{пр}} - h - H_{\text{мг}}. \quad (7.2)$$

На кожну панель установлюють два маяки. При монтажі стінова панель ставиться на підкладки – маяки і водночас суміщається з рисками планових осей в процесі монтажу панелі. Для цього нівелір установлюється на монтажному горизонті і від вихідного репера визначають позначку горизонту приладу:

$$H_{\text{гп}} = H_{\text{Rp}} + a. \quad (7.3)$$

На попередньо встановлену панель навішується підвісна рейка (рис. 7.9). Остання, довжиною 1,5 ... 2 м із сантиметровими поділками у верхній частині має виступ для навішування на конструкцію. Нульова поділка рейки збігається з верхньою гранню конструкції. Підписи поділок зростають від верху до низу. Відлік, який повинен бути по підвісній рейці в момент, коли верх панелі знаходиться на проектній висоті визначається за формулою

$$v = H_{\text{пр}} - H_{\text{гп}}. \quad (7.4)$$

$$P = v - v'. \quad (7.5)$$

Взявши відлік  $v'$  спостерігач легко визначає товщину підкладки і повідомляє монтажникам. Панель піднімається трохи вище товщини підкладки  $P$ . Встановлюються прокладки і панель знову опускається. Спостерігач контролює встановлення панелі за

висотою. Якщо відлік за підвісною рейкою дорівнює обчисленому відліку  $v$ , то за висотою панель встановлена правильно. Це є водночас і вивіркою встановлення панелі за висотою.

Якщо раніше були встановлені підкладки – маяки, то вивірка встановленої панелі виконується за допомогою підвісної рейки. Відхилення допускається в межах точності монтажу елементів конструкцій за висотою. Для контролю горизонтальності верхньої грані панелі рейку підвішують у двох точках по краях панелі.

Аналогічно встановлюються за висотою й інші елементи будівельних конструкцій. Якщо конструкція має велику висоту  $h$ , то можна підвісити рулетку так, щоб її нуль збігся з верхньою гранню конструкції.

При встановленні панелей за висотою перспективне застосування лазерних нівелірів та лазерних ротаційних нівелірів типу „Геоплан”, які задають на монтажному горизонті видиму світлову горизонтальну площину  $H_{\text{гп}}$ . При монтажі робочі самі контролюють величину відліку  $v$  (формула 7.4) за підвісною рейкою і видимою плямою лазерного променя або лазерної площини без вказівок спостерігача. Це сприяє підвищенню продуктивності праці і якості монтажних робіт.

При встановленні стінових панелей за висотою можна застосовувати і **гідростатичне нівелювання**, яким визначають невеликі перевищення. Тому при монтажі визначають позначки точок на монтажному горизонті  $H_{\text{мг}}$  від вихідних робочих реперів. За формулою (7.2) обчислюють товщину підкладок-маяків. При контролі гідростатичним нівелюванням визначають позначку  $H_{\text{м}}$  верху підкладок маяків:

$$H_{\text{м}} = H_{\text{пр}} - h, \quad (7.6)$$

де  $H_{\text{пр}}$  – проектна позначка верха конструкції;  $h$  – висота конструкції.

Гідростатичне нівелювання застосовують в основному при встановленні та вивірці опорних площин конструкцій, площин і напрямних колій технологічного обладнання. Цей метод досить зручний при укладанні вирівнюючого шару на монтажному горизонті.

### **Монтаж колон**

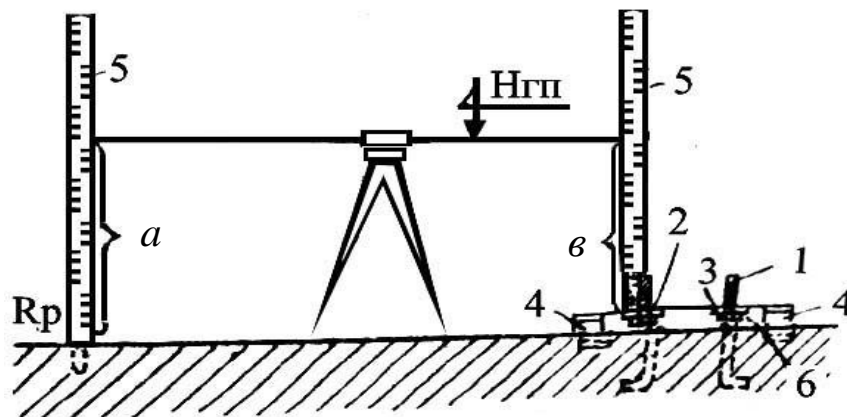
При зведенні будинків і споруд застосовують металеві або збірні залізобетонні колони. В обох випадках встановлення колон за висотою виконується переважно способом геометричного нівелювання.

Металеві колони встановлюються на заздалегідь вивірені опорні деталі або бетонні поверхні. Точність виготовлення металевих колон висока. Тому при монтажі достатньо встановити площину обпирання металевої колони на проектну висоту і тоді її верх або консоль відповідатиме проектній позначці. Низ металевої колони називають башмаком. Башмак колони скріплюються з опорною поверхнею анкерними болтами. За опорну поверхню можуть правити шайби з гайками на анкерних болтах, укладені металеві балки, заздалегідь забетоноване опорне ребро.

При монтажі колон геометричним нівелюванням від робочих реперів установлюють опорну поверхню на проектну позначку низу башмака колони (рис. 7.10). На вихідному робочому репері і опорній поверхні (шайбі) установлюють рейки. Беруть відлік  $a$ . За формулами (7.3) і (7.4) обчислюють горизонт нівеліра  $H_{\text{гп}}$  і шуканий відлік  $b$ . Якщо відлік за рейкою не дорівнює відліку, то гайку 3 на опорному болту 1 обертають так, щоб відлік дорівнював  $b$ . Так встановлюють усі опорні поверхні на проектну позначку низу колони. Потім заливають шар цементного розчину. Встановлюють колону. Суміщають з монтажними осями в плані та установлюють по вертикалі і закріплюють.

Збірні залізобетонні колони встановлюють на фундаменти стаканного типу, перевіряючи перед цим їх розміри. На колону наноситься риска, яка відповідає рівню підлоги монтажного

горизонту (частіше всього риску (4) ставлять на висоті  $h^H = 1,5$  м від площини основи).



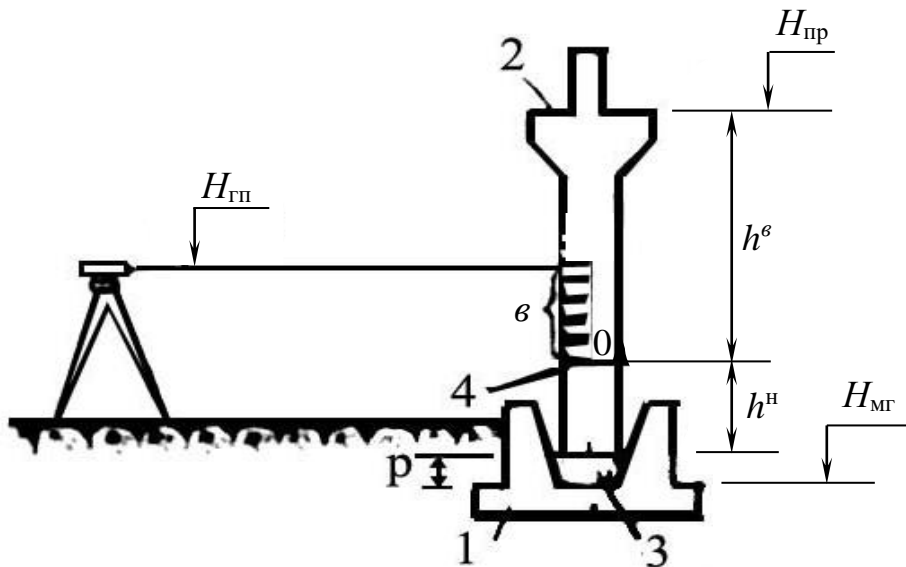
**Рис. 7.10. Вставлення шайби з гайкою анкерного гвинта на проектну позначку:**

- 1— анкерний гвинт; 2 – шайба; 3 – гайка; 4 – закладні деталі;  
5 – рейка; 6 – шар цементного розчину

Від неї вимірюють розміри до консолей і верха колони (рис.7.11). Спочатку на проектний рівень установлюють фундамент стаканного типу. Для цього визначають позначку дна котловану і підсипкою ґрунту доводять її до проектного рівня. Стакан фундаменту виготовляють так, щоб його дно було нижчим від проектного рівня на 50 ... 80 мм. Потім установлюють блок фундаменту в плані. Нівелюють дно стакана і обчислюють товщину підливки цементного розчину дна стакана за формулою (7.2), беручи за позначку монтажного горизонту  $H_{мг}$  фактичну позначку дна котловану. На дно стакана заливають шар цементного розчину товщиною  $P$ . Після його затвердіння встановлюють колону, суміщаючи монтажні риски осі симетрії колони і блока фундаменту.

При вивірянні монтажу колони за висотою використовують нанесену горизонтальну риску 4. До неї прикладають нуль рейки і беруть відлік  $b$ , який повинен дорівнювати обчисленому відліку

$$b = H_{гп} - (H_{пр} - h^e) \quad (7.7)$$



**Рис.7.11 Монтаж збірної залізобетонної колони за висотою:**  
 1 – фундаментний блок; 2 – консоль; 3 – шар цементного розчину; 4 – горизонтальна монтажна риска

Якщо колона має невелику висоту, то можна до консолі підвісити підвісну рейку. Тоді шукана величина відліку обчислюється за формулою (7.4).

Безумовно, що використання лазерних нівелірів суттєво полегшує монтаж колон за висотою. Створюється можливість візуального постійного контролю монтажниками відліків за рейкою в процесі встановлення колони за висотою.

Технологія монтажу впливає на технологію геодезичного обслуговування монтажних робіт. Але методи встановлення конструкцій у проектне положення залишається однаковими. Наприклад, підливку: цементний розчин підливають і в процесі монтажу колони. При цьому колону за допомогою крана встановлюють за висотою відліку  $e$  і заклинюють. Після цього зазори заливають бетоном. Розроблені і спеціальні монтажні пристрої – кондуктори, які при монтажі дозволяють регулювати положення колони в плані та за висотою. Після закріплення колони в стакані фундаменту кондуктор знімається і т.д.



## Монтаж балок та ригелів

Визначають позначки  $H_{\text{МГ}}$  опорних площин консолей колон. Порівнюють їх з проектними. За проектною позначкою верху балки  $H_{\text{пр}}$  і її товщиною (висотою)  $l$ , обчислюють товщину підкладок  $P$  за формулою (7.2) (рис. 7.12).

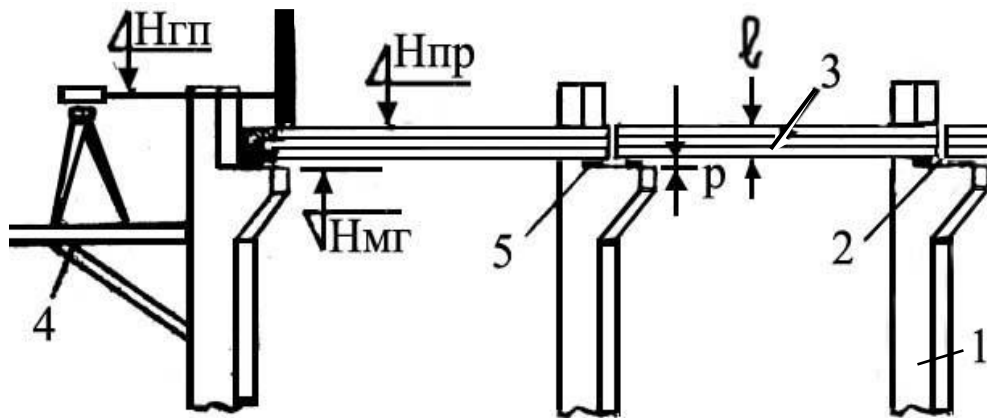


Рис. 7.12. Монтаж та вивірка за висотою підкранових балок:

- 1 – колона; 2 – консоль; 3 – підкранова балка;
- 4 – підмостки; 5 – підкладки

Після монтажу балок виконують вивірку. Для цього за допомогою нівеліра визначають позначку верху балок у місцях опирання на консолі колон. Для визначення позначок верхніх площин ригеля  $H_{\text{МГ}}$  і при вивірці, нівелір устанавлюється на спеціальні помости. Позначка горизонту нівеліра визначається за допомогою підвісної рулетки від вхідних реперів.

Аналогічна схема геодезичних вимірювань зберігається при монтажі пролітних балок мостів, ригелів в будівництві, каркасних і каркасно-панельних будинків тощо.

Як видно з викладеного, геодезичне забезпечення монтажу будівельних конструкцій за висотою полягає у встановленні на проектну позначку низу конструкції з врахуванням її висоти. Цим досягається встановлення верхніх опорних частин будівельних конструкцій на проектну висоту.

Похибки встановлення і вивірки конструкцій за висотою такі самі, як і при винесенні точки із заданою позначкою (розділ 4, §5, розділ 5, §5.2.3). Точність розмічування за висотою регламентується таблиця 4.5.

### 7.3.2. Спосіб тригонометричного нівелювання

Ефективно застосовувати при використанні безвідбиткових електронних тахеометрів.

Для цього за допомогою електронного безвідбиткового віддалеміра визначається відстань до точки конструкції біля монтажної риски. Візирну вісь наводять на висотну монтажну риску або на грань елемента. В автоматизованому режимі по табло через вертикальний кут визначається позначка монтажної риски (або перевищення).

Обчислюється різниця проектних позначок

$$\Delta h = H_{ip} - H_{ip} ,$$

де  $H_{пр}$  – проектна позначка монтажної риски;

$H_{мр}$  – фактична позначка монтажної риски.

На величину  $\Delta h$  по висоті переміщують монтажну риску або встановлюють підкладку висотою  $\Delta h$  під низ конструкції.

Повторно визначають  $H_{мр}$  і якщо вона відповідає проектному значенню  $H_{пр}$ , то конструкцію закріплюють по висоті.

Така технологія може бути застосована при гідростатичному нівелюванні. Тоді величину  $\Delta h$  визначають методом гідростатичного нівелювання.

## **§ 7.4. Встановлення і вивірка елементів конструкцій за вертикаллю**

При встановленні конструкцій за вертикаллю досягають вертикальності їх осей або площин симетрії, зовнішніх бокових поверхонь і граней. Встановлення по вертикалі виконується після остаточного монтажу конструкції в плані та за висотою. Цим досягається встановлення в планове положення верху конструкції. Невертикальність конструкцій приводить до зменшення площин обпирання верхніх конструкцій, виникнення ексцентриситетів, додаткових напруг і згинального моменту.

Враховуючи важливість встановлення за вертикаллю, кожна конструкція після монтажу попередньо вивіряється і тільки після цього закріплюється (остаточно фіксується).

Залежно від точності, що вимагається, будівельні конструкції і осі технологічного обладнання встановлюють у вертикальне положення різними способами: 1 – за будівельними рівнями та за будівельним виском; 2 – за допомогою колімаційної площини теодоліта; 3 – за оптичною вертикаллю приладів вертикального проектування – візирному променю зеніт-лотів; 4 – способом бокового нівелювання; 5 – за допомогою лазерних приладів.

### **7.4.1. Застосування будівельних рівнів та висків**

В останні роки на ринку приладів та інструментів для монтажних робіт представлено широкий спектр будівельних рівнів. За конструкцією вони представляють собою точно виготовлену планку з встановленими поздовжнім та поперечним рівнями (рис. 7.13, а, ) довжиною до 0,5 – 2 м.

Конструктивно, коли бульбашка поздовжнього рівня знаходиться в нульпункті, вісь рівня буде горизонтальною і паралельною площині планки рівня. При накладанні будівельного

рівня на будівельний елемент (конструкцію) можна приводити його до горизонтального положення, або вимірювати відхилення (рис. 7.13,в).

При прикладанні будівельного рівня до вертикального елемента будівельних конструкцій і приведені бульбашки поперечного рівня до нуля пункту нахилом елемента приводять елемент конструкції в вертикальне положення. Такий спосіб є одним з найбільш простих способів монтажу і вивірки за вертикаллю будівельних конструкцій. При монтажі у вертикальне положення панелей, колон та інших елементів конструкцій невеликої висоти застосовують висок-рейки. Найбільш простою конструкцією є висок-рейка з нитковим виском (рис. 7.14). Це дерев'яна планка з виступом для підвішування її на конструкції. По центру планки кріпиться нитковий висок. У нижній частині наноситься шкала поділок.

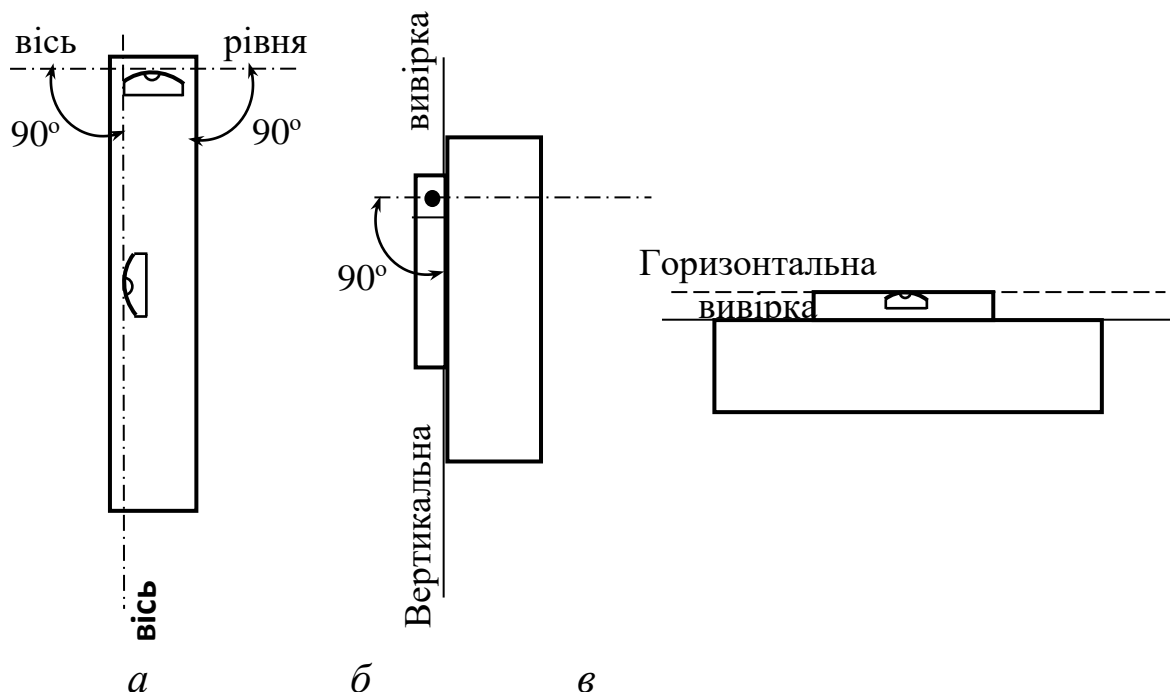


Рис. 7.13. Будівельні рівні

а - конструкція будівельного рівня; б - встановлення елементів конструкцій по вертикалі; в - вивірка горизонтальності елемента

При вивірці висок-рейка підвішується на встановлену деталь і за шкалою визначається величина відхилення від вертикалі. Довжина висок-рейки повинна дорівнювати приблизно 0,8 висоти конструкції. Щоб зменшити коливання нитки під впливом вітру, використовують важкі виски або нитку розміщують в трубі. Під час роботи захищають тягар виска від впливу вітру.

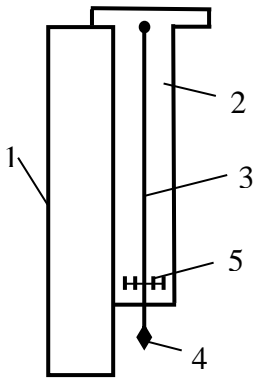


Рис. 7.14. Висок-рейка

При монтажі висок-рейка навішується на конструкцію. Її нахиляють доти, доки нитка не буде збігатися з центром шкали поділок. У цей момент вісь конструкції буде паралельна нитці виска, а отже, й встановиться в вертикальне положення.

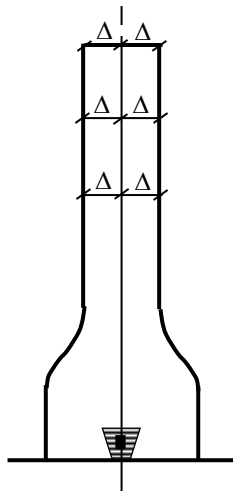
Сьогодні зарубіжними фірмами випускається широкий спектр будівельних рівнів довжиною 0,5 – 2 м. Їх застосовують для встановлення і вивірки горизонтального положення конструкцій та по вертикалі (рис.7.13).

При вивірці за вертикаллю споруд баштового типу (телевежі, димові труби, силосні башти тощо) застосовують довгі ниткові виски (рис. 7.15). При будівництві споруд баштового типу на нульовому горизонті закріплюється центр споруди. При вивірці з монтажного горизонту опускають нитковий висок. Тягар виска поміщають у посудину з водою і тирсою або олією. Після згасання коливань виска визначають відхилення виска від точки – центра споруди. За величиною відхилення виска визначають відхилення від вертикалі конструкцій і вносять відповідні виправлення у положення конструкцій.

Нитковий висок можна використовувати при монтажі конструкцій прямовисних шахтних стволів, метро тощо.

Точність вертикального встановлення за допомогою ниткових висків у середньому становить  $1/1000$  висоти при сприятливих умовах вимірювань.

При вивірці монтажу конструкцій від нитки виска визначають відрізки  $\Delta$  (рис. 7.15) до площини конструкцій. Порівнюючи їх з проектними величинами, визначають шукані відхилення від вертикалі.



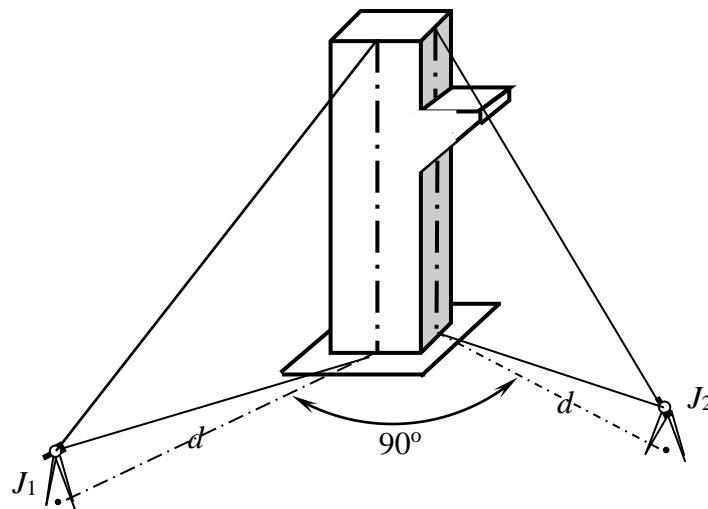
*Рис. 7.15. Визначення відхилень від вертикалі  
нитковим виском*

#### **7.4.2. Проектування колімаційною площиною**

Спосіб монтажу і вивірки конструкцій по вертикалі за допомогою колімаційної площини теодоліта досить простий і часто застосовується в умовах будівельного майданчика. Іноді його називають способом похилого візування.

Для монтажу колони за вертикаллю (рис. 7.16) теодоліт встановлюється на деякій відстані від неї. Відстань  $d$  повинна знаходитися в межах  $0,7 - 1,5$  висоти конструкції. Теодоліт горизонтують і наводять візирну вісь на нижню осьову риску. Потім піднімають трубу ввеугорурх до рівня верхньої осьової

риски. Колону за командою спостерігача нахиляють так, щоб верхня риска збіглася з перехрестям сітки ниток зорової труби теодоліта. При цьому колона буде встановлена за вертикаллю в одній площині. Для встановлення колони за вертикаллю в другій взаємно перпендикулярній площині використовують водночас два теодоліти (рис. 7,16). При наявності одного теодоліта його переносять у точку  $J_2$  і аналогічно встановлюють колона за вертикаллю в другій площині.



**Рис.7.16. Монтаж колони по вертикалі за допомогою теодоліта або лазерного приладу**

При вивірці вертикальності колони спочатку візирну вісь труби наводять на верхню риску. Потім візують на нижню риску. Відхилення риски від перехрестя сітки ниток становить величину неvertикальності колони в лінійній мірі –  $\Delta$ . Нахил визначають за формулами:

$$J = \frac{\Delta}{h} ,$$

або

$$v'' = \frac{\Delta}{h} \rho'' , \tag{7.8}$$

де  $h$  - висота колони.

Аналогічно виконується встановлення і вивірка за вертикаллю інших елементів будівельних конструкцій за допомогою колімаційної площини теодоліта.

Монтаж і вивірку за вертикаллю елементів будівельних конструкцій зручно виконувати за допомогою **електронних теодолітів та електронних тахеометрів** з лазерним візирним променем. Спочатку промінь лазера суміщають з рисою низу конструкції. Потім піднімають до верхньої риси і нахилом елемента візуально суміщають її з плямою лазерного променя. Це створює значні зручності, підвищує продуктивність праці та якість монтажних робіт.

При контролі монтажу елементів конструкцій навпаки спочатку суміщають промінь лазера з верхньою рисою елемента. Опускають його до нижньої риси і вимірюють відхилення риси від центра плями лазера.

Можна використати **лазерний ротаційний нівелір**. Задати вертикальну лазерну площину і сумістити її з нижньою рисою. При монтажі верхню риску конструкції суміщають з світловою лінією вертикальної площини лазера на поверхні елемента. Контроль монтажу виконують так само і при використанні теодоліта.

Основними джерелами похибок способу похилого візування є:

- 1) нахил осі обертання приладу  $m_H$ ;
- 2) візування  $m_{B3}$ ;
- 3) вплив нестворності установки теодоліта  $m_C$ ;
- 4) вплив зовнішнього середовища  $m_{3C}$ .

Сумарна середня квадратична похибка способу складе:

$$m = \sqrt{m_H^2 + m_{B3}^2 + m_C^2 + m_{3C}^2} . \quad (7.9)$$



Вплив нахилу осі обертання теодоліта не усувається навіть при візуванні при двох положеннях вертикального кута. Тому ціна поділки рівня теодоліта або компенсатора повинна відповідати точності встановлення конструкцій за вертикаллю. Якщо відома величина похибки нахилу осі обертання теодоліта  $m_H$ , то необхідна ціна поділки рівня повинна дорівнювати:

$$\tau'' = \frac{2m_H}{h} \rho'', \quad (7.10)$$

де  $h$  – висота конструкції.

Середня квадратична похибка нестворності установки теодоліта відносно напрямку монтажної осі складає:

$$m_c = m_{\text{ц}} \frac{d}{D}, \quad (7.11)$$

де  $m_{\text{ц}}$  – середня квадратична похибка центрування;  $d$  – відстань від приладу на горизонтальній площині до монтажної риски на конструкції;  $D$  – довжина створу.

Якщо риски знаходяться в одній вертикальній площині, то похибка  $m_c = 0$ .

При проектуванні вертикальної площини візирний промінь часто проходить поблизу конструкції. При нагріванні конструкції виникає значна бокова рефракція. Тому рекомендується встановлення і вивірку конструкцій виконувати вранці або ввечері та в похмуру погоду.

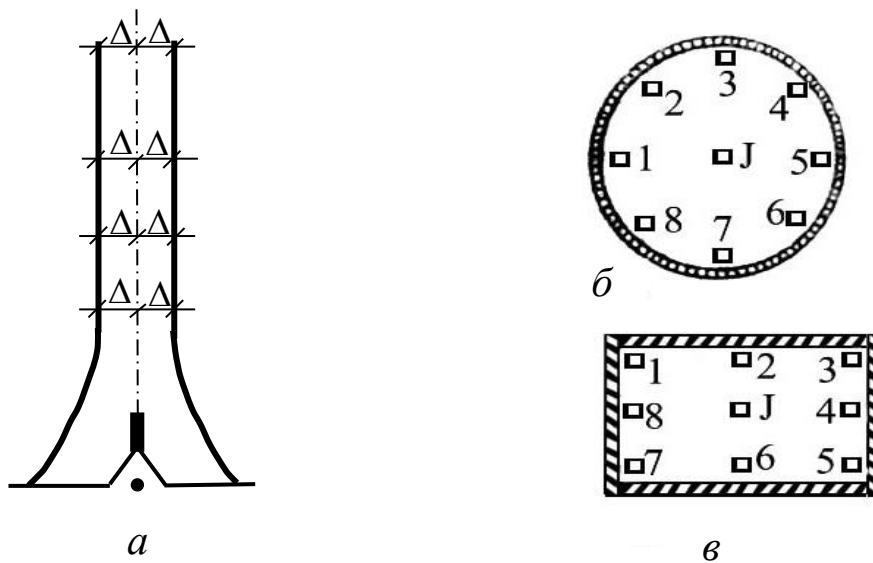
### 7.4 3. Спосіб оптичної вертикалі

Він базується на використанні приладів вертикального проектування (рис.1.20). Застосовується при будівництві висотних

будинків, споруд баштового типу й зведенні монолітних будинків та споруд у ковзній опалубці.

При будівництві багатоповерхових будинків у напрямі візирних променів у перекриттях роблять наскрізні технологічні отвори.

Ідея способу полягає у тому, що на вихідному (нульовому) горизонті споруди закладають опорні точки поблизу конструкцій. У спорудах баштового типу (телевежі, димові труби) з невеликими геометричними розмірами в плані вихідна точка може бути закріплена в центрі (рис.7.17). Над точкою встановлюють прилади вертикального проектування *PZL*, ОЦП (рис 1.19). Приводять візирну вісь або лазерний промінь у вертикальне положення. Від напрямку візирної осі або лазерного променя вимірюють відрізки  $\Delta$ . За ними і обчислюють величину відхилення конструкції від проектного положення за вертикаллю.



**Рис. 7.17. Визначення відхилень способом оптичної вертикалі**  
*a* – споруд баштового типу; *б* – розміщення пунктів на вихідному монтажному горизонті споруд круглої форми; *в* – споруд прямокутної форми

При зведенні монолітних будинків та споруд у ковзній опалубці застосовують лазерні системи. На центральному

вихідному пункті  $J$  встановлюють ротаційний лазерний нівелір (рис.1.18). На пунктах 1, 2, ... та інших на штативах встановлюють призми, які заломлюють падаючий на них лазерний промінь під кутом  $90^\circ$  і спрямовують його вертикально вгору. На риштуванні ковзної опалубки роблять спеціальні прозорі палетки, з координатною сіткою, за якими контролюють положення опалубки відносно вертикального променя. В необхідних випадках виконують коригування (зсув) опалубки в плані. В теперішній час в риштуванні монтажного горизонту обладнують спеціальні фотодатчики. Вони автоматично визначають відхилення опалубки від проектного положення і подають команду на гідродомкрати. В результаті цього опалубка автоматично встановлюється в проектне положення. При переміщенні опалубки вгору зберігається вертикальність монолітних стін будинку або споруди.

При вивірці вертикальності конструкцій способом оптичної вертикалі вимірюють відрізки між площиною конструкції та вертикальним оптичним або лазерним променем.

Основні похибки способу оптичної вертикалі:

1) приведення візирної осі або лазерного променя в вертикальне положення  $m_{\Pi}$ ;

2) візування  $m_{Вз}$ ;

3) центрування  $m_{\Pi}$ ;

4) впливу зовнішніх умов  $m_{зу}$ .

Сумарна середня квадратична похибка способу складає:

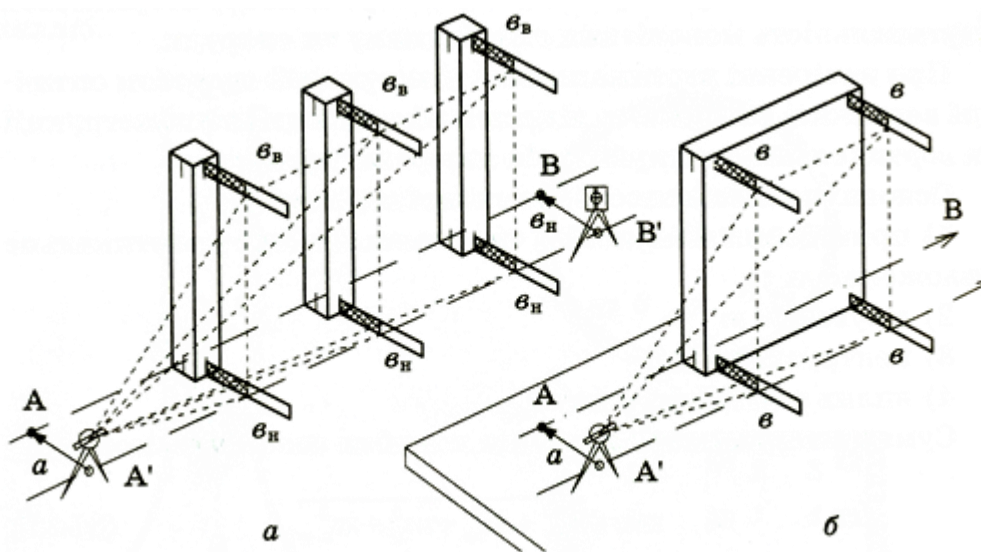
$$m = \sqrt{m_{\Pi}^2 + m_{Вз}^2 + m_{\Pi}^2 + m_{зу}^2} . \quad (7.12)$$

Великий вплив на точність побудови оптичної вертикалі чинять зовнішні умови: бокова рефракція, коливання зображення, недостатня освітленість. У конкретних умовах слід вживати всі необхідні заходи для послаблення впливу цих факторів.

#### 7.4.4. Спосіб бокового нівелювання

Спосіб бокового нівелювання або бокового візування ґрунтується на використанні колімаційної площини теодоліта, електронних теодолітів та тахеометрів з лазерним променем. Їх застосовують для встановлення конструкцій за вертикаллю. Однак найбільш ефективно використання способу бокового нівелювання при одночасній вивірці вертикальності ряду встановлених будівельних конструкцій (рис. 7.18).

Для монтажу конструкцій (колон, панелей та інших) (рис. 7.18, *а, б*) в вертикальне положення або визначення їх нахилу вздовж осі  $AB$  на монтажному горизонті розмічають лінію  $A'B'$  паралельно осі  $AB$  на відстані  $a$ . У точці  $A'$  встановлюють теодоліт і візують на марку, встановлену в точці  $B'$ . До низу конструкції горизонтально прикладають рейку або лінійку з поділками. Наводять візирну вісь зорової труби на рейку (лінійку) і беруть відлік  $v_n$ . Потім рейку прикладають до верхнього краю конструкції (рис. 7.18) і візують зоровою віссю труби. Колону (панель) нахиляють так, щоб відлік по рейці  $v_v$  дорівнював відліку  $v_n$ .



**Рис. 7.18. Монтаж та вивірка конструкцій за вертикаллю способом бокового нівелювання**

При монтажі колон нуль рейки можна прикладати до монтажних рисок, які збігаються з віссю  $AB$ .

Слід зазначити, що для встановлення конструкцій, близьких за розмірами до квадратного перерізу (колон) теодоліт необхідно встановити другий раз (рис.7.16) і встановити за вертикаллю в іншій перпендикулярній площині. При встановленні конструкцій витягнутих у довжину (панелей тощо), достатньо однієї установки теодоліта. Причому рівність відліків за двома нижніми рейками (рис. 7.18, б) одночасно вкаже на паралельність повздовжньої осі симетрії конструкції і монтажної осі.

Спосіб бокового нівелювання застосовують при одночасному монтажі декількох елементів, при встановленні конструкцій за вертикаллю замість способу проектування колімаційною площиною в тих випадках, коли за умови будівельного майданчика немає можливості встановлення теодоліта за віссю осі симетрії кожної конструкції.

Застосування приладів з лазерними візирними променями значно полегшують і прискорюють монтаж конструкцій за вертикаллю. При цьому водночас можна встановлювати низ конструкції в плановому положенні, а саму конструкцію – за вертикаллю. При монтажі відліки за рейками спостерігаються візуально за світловою смугою лазерної площини або плями лазерного променя.

Найчастіше спосіб бокового нівелювання застосовується при вивірці (контролі) за вертикаллю будівельних конструкцій. Схема робіт аналогічна. При цьому послідовно прикладають рейку по низу і верху елементів конструкцій і беруть відліки  $v_{Bi}$  і  $v_{Hi}$ . Різниця відліків верху осі і низу осі конструкції характеризує її поперечний нахил у лінійних одиницях вимірювань:

$$\Delta v = v_{Hi} - v_{Bi}. \quad (7.13)$$

Водночас нестворність конструкцій по низу складе:

$$\Delta a_i = a - (v_{Hi} + 0,5l), \quad (7.14)$$

де  $l$  – товщина конструкції (колони, панелі і т.д.)

Вона характеризує точність планового положення конструкцій.

Основні похибки способу бокового нівелювання:

- 1) похибка побудови паралельного створу  $m_c$ ;
- 2) похибка центрування теодоліта і редуції візирного знака  $m_{ц}, m_p$ ;
- 3) похибка нахилу осі обертання труби  $m_H$ ;
- 4) похибка відліку за рейкою  $m_o$ ;
- 5) вплив зовнішніх умов  $m_{зy}$ .

Загальна середня квадратична похибка способу бокового нівелювання складає:

$$m = \sqrt{m_c^2 + m_{ц}^2 + m_p^2 + m_H^2 + m_o^2 + m_{зy}^2}. \quad (7.15)$$

Оскільки при встановленні і вивірці конструкцій за вертикаллю перші три похибки однаково впливають на нижні і верхні відліки, то в різницях (формула (7.13)) вони виключаються. Тому точність встановлення і вивірки конструкцій за вертикаллю можна обчислювати за формулою:

$$m = \sqrt{m_H^2 + 2m_o^2 + m_{зy}^2}. \quad (7.16)$$

При цьому

$$m_H = \frac{0,5\tau''h}{\rho''}; \quad (7.17)$$

$$m_o = 0,03t + 0,2 \frac{d_n}{V^*}, \quad (7.18)$$

де  $\tau''$  – ціна поділки циліндричного рівня теодоліта;  $h$  – висота конструкції;  $t$  – ціна поділки рейки;  $d$  – відстань від теодоліта до рейки;  $V^*$  – збільшення зорової труби теодоліта.

Методика вимірювань повинна зводити до мінімуму вплив зовнішніх умов.

## РОЗДІЛ 8. ТЕХНОЛОГІЯ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБІТ ПРИ ЗВЕДЕННІ БУДИНКІВ І СПОРУД

### § 8.1. Організація виконання інженерно-геодезичних робіт

Для геодезичного забезпечення будівельної галузі у системі Міністерства будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України повинна бути створена Державна геодезична служба в будівництві (ДГСБ). Вона законодавчо відповідатиме за стан, якість виконання інженерно-геодезичних робіт у будівництві, буде керівним органом зі створення нормативно-технічних документів (НТД).

У системі Держбуду, інших міністерствах і відомствах повинні бути створені підрозділи ДГСБ, які б виконували керівні та контрольні функції з виконання інженерно-геодезичних робіт на всіх стадіях виконання будівельно-монтажних робіт.

Усі геодезичні роботи на унікальних та складних будівельних об'єктах повинні виконуватись тільки на основі "Проектів виконання геодезичних робіт" (ПВГР), які розробляються проектними організаціями із залученням геодезичних служб підрядних організацій.

Інженерно-геодезичні роботи в будівництві є невід'ємною складовою частиною технології будівельно-монтажних робіт і повинні забезпечувати якість та надійність споруд, сприяти зниженню вартості та скороченню термінів виконання будівельних робіт.

**До комплексу інженерно-геодезичних робіт будівельно-монтажної організації входить:**

- прийом від замовника геодезично-маркшейдерської документації: на об'єкт будівництва; закріплення пунктів



планово-висотної геодезичної мережі, осей будинків і споруд, трас інженерних комунікацій, будівельну координатну сітку та червоні лінії забудови;

- прийом сумісно з виробничо-технічним відділом будівельно-монтажної організації генпланів, будівельних генпланів, робочих і розмічувальних креслень на об'єкти, конструкції та їх елементи тощо; перевірка геометричних розмірів, координат і позначок, узгодження та усунення недоліків; підготовка дозволів на виконання будівельно-монтажних робіт;

- розробка проектів виконання геодезичних робіт (ПВГР) і узгодження їх із проектом організації будівельних робіт (ПОБР) або узгодження розроблених проектними організаціями ПВГР;

- виконання робіт зі згущення опорної геодезичної мережі та створення будівельної сітки, контроль за стабільністю положення пунктів мережі у процесі виконання будівельних робіт;

- спостереження за збереженням пунктів геодезичних мереж, їх поновлення та заміна знищених пунктів з визначенням їх координат і висот;

- виконання інженерно-геодезичних розмічувальних робіт: винос осей споруд, монтажних маяків і контроль за їх збереженням;

- геодезичний контроль за правильністю виконання будівельно-монтажних робіт відповідно до проектів та державних будівельних норм і правил (ДБН);

- перевірка геометричних параметрів та граничних відхилень виконаних робіт а за необхідності бракування їх, підготовка дозволів на виконання наступних робіт;

- постійне геодезичне забезпечення і контроль за зведенням будинків та споруд;

- організація й виконання геодезичних спостережень за деформаціями земної поверхні, будинків і споруд у процесі їх зведення, якщо це передбачено проектом;

- ведення виконавчого генплану будівництва;
- постійне оперативне інженерно-геодезичне забезпечення будівельно-монтажних робіт, за необхідності складання актів на закритті роботи;
- проведення виконавчих знімачь закінчених будівельних об'єктів або окремих його частин і складання виконавчої технічної документації (плану, профілів, схеми тощо) на основі креслень споруди;
- збір і зберігання геодезичних матеріалів і технічної проектної документації, необхідної для виконання інженерно-геодезичних робіт (генплани, будівельні генплани, робочі та розмічувальні креслення);
- ведення журналу геодезичного контролю за усуненням виявлених відхилень від проектних геометричних параметрів;
- підготовка виконання технічної документації для здачі зведеного об'єкта робочій або державній приймальній комісії;
- складання звітів за виконаними інженерно-геодезичними роботами, участь у складанні календарних планів будівельно-монтажних робіт, у роботі комісій з здавання та прийому зведених об'єктів у експлуатацію.

Геодезична служба будівельно-монтажних організацій під час роботи дотримується чинних законодавчих актів, будівельних норм і правил, Положення Держбуду України.

Прості з погляду складності інженерно-геодезичні роботи виконує і відповідає за якість виконання робіт лінійний інженерно-технічний персонал будівельно-монтажних організацій.

**Лінійний інженерно-технічний персонал будівельно-монтажних організацій** робить детальні розмічувальні вимірювання від закріплених базових осей, винесення проектних робочих розмірів і позначок від закріплених на монтажних горизонтах геодезичною службою осей і позначок.

**Геодезично-маркшейдерська служба генеральної будівельно-монтажної організації** здійснює:

- складання планів, програм та послідовності виконання інженерно-геодезичних робіт;
- встановлення єдиної системи координат і висот на будівельному майданчику;
- надання геодезичної документації замовнику для коригування робіт і додаткових рішень у процесі виконання будівельних робіт;
- узгодження і координацію геодезичних робіт з субпідрядними організаціями, що виключає їх дублювання;
- забезпечення субпідрядних організацій геодезичною інформацією;
- вибірковий контроль геометричних параметрів проекту споруди, виконаний субпідрядними організаціями;
- узгодження питань з геодезичними службами замовника, місцевих рад, проектними і спеціалізованими організаціями та суміжними підприємствами.

**Інженерно-геодезична служба замовника:**

- 1) передає підрядній організації законодавчо оформлену та закріплену на місцевості земельну ділянку;
- 2) надає необхідну геодезичну інформацію;
- 3) виконує топографічне знімання ділянки до початку будівництва, створює геодезичну основу та закріплює пункти геодезичної мережі, траси лінійних споруд (автомобільних і залізничних шляхів, під'їзних шляхів, ліній електропередач (ЛЕП), трубопроводів); розмічування і закріплення осей будинків і споруд, кварталів, червоних ліній, пунктів будівельної сітки.

Замовник заздалегідь передає будівельно-монтажній організації:

- закріплені пункти геодезичної мережі, вісі будинків і споруд, трас основних комунікацій; координати і позначки пунктів планової і висотної геодезичної мережі;
- копії планів, профілів, схеми розміщення і каталоги пунктів геодезичної мережі, креслення та прив'язку пунктів до постійних твердих предметів і контурів місцевості;

- звіт про виконання топографо-геодезичних робіт;

**Відповідальні працівники геодезичної служби будівельно-монтажної організації** мають право:

- давати вказівки лінійному інженерно-технічному персоналу відносно дотримання точності розмічувальних і монтажних робіт;

- надавати необхідну інформацію головному інженеру;

- зупиняти виконання будівельно-монтажних робіт у разі можливої аварії споруди чи окремих її вузлів внаслідок порушення геометричних параметрів проекту.

У підготовчий період здійснюють геодезичне забезпечення інженерної підготовки території та загально-будівельних робіт на будівельному майданчику.

Інженерна підготовка включає:

- 1) попереднє вертикальне планування місцевості;
- 2) прокладання зовнішніх інженерних мереж: каналізації, водопроводу, газо- і теплофікації, електричних і слабкострумівих кабелів, водостоків, доріг.

До загальнобудівельних робіт входять :

- 1) розчищення території;
- 2) улаштування огорожі;
- 3) визначення місць складування будівельних матеріалів та елементів конструкцій;
- 4) встановлення машин та устаткування;
- 5) зведення тимчасових споруд.

На етапі підготовчого періоду завдання геодезичної служби полягають у забезпеченні і контролі попереднього вертикального планування, розміченні осей інженерних мереж і доріг, визначенні меж огорож, складів та ін.

У підготовчий період здійснюється певний комплекс інженерних вишукувань, отримання будівельного паспорта, відведення земельної ділянки. Залежно від виду споруди й умов будівельного майданчика виконується побудова і закріплення

точок мереж планової і висотної основи, будівельної сітки або червоних ліній. Проводять спостереження, вирівнювання мереж та обчислення координат і висот пунктів геодезичної основи.

Основою для виконання геодезичних робіт служить проект виконання будівельних робіт, проект виконання геодезичних робіт, будівельний генплан та інша проектна документація.

Детально вивчаються матеріали проекту, що стосуються виконання інженерно-геодезичних робіт при зведенні будинку чи споруди. Узгоджуються координати і висоти пунктів геодезичних мереж з координатами і висотами характерних точок на розмічувальних кресленнях. У разі відсутності проекту виконання геодезичних робіт (ПВГР) і розмічувальних креслень проводять обстеження будівельного майданчика і за аналізом будівельного генплану попередньо визначають місце закріплення головних або основних осей та будівельного нуля споруд, осей підземних комунікацій тощо. Виконують розрахунки і складання розмічувальних креслень.

Проводять організаційну підготовку щодо формування складу геодезичної служби будівництва, забезпечення геодезичними приладами та ін.

Зведення будинків і споруд технологічно й організаційно поділяється на два етапи:

**1. Зведення підземної частини споруди або нульового циклу будівництва.** У цей період розмічають і закріплюють осі споруди, побудову обноси та винесення на неї осей, геодезичне забезпечення влаштування котлованів та монтажу фундаментів і елементів конструкцій до рівня підлоги першого поверху.

**2. Зведення надземної частини споруди.** Створюють спеціальну геодезичну основу на нульовому монтажному горизонті, передають осі і позначки на монтажні горизонти, розмічають осі, здійснюють геодезичну підготовку всіх монтажних горизонтів, контроль за монтажем елементів будівельних конструкцій та контрольні виконавчі знімання.

## **§ 8.2. Розмічування і закріплення осей будинків і споруд**

Зведення будинків і споруд починають з винесення на місцевість і закріплення осей будинків та споруд. Основною документацією є: проект виконання геодезичних робіт, генеральний план і робочі креслення. На місцевості вісі будинків і споруд виносять від пунктів державних геодезичних мереж, мереж місцевого значення, геодезичної розмічувальної основи (будівельної сітки, червоних ліній) і точок знімальної основи. Винесення осей окремих будинків на забудованій території може виконуватись від осей і площин існуючих будинків і споруд, інших твердих предметів і контурів місцевості.

Винесення осей виконується способами: прямокутних і полярних координат; прямої кутової, лінійної, створної та оберненої засічок та ін. Під винесенням осі розуміють визначення й закріплення на місцевості не менш ніж двох точок, розташованих на ній, згідно з проектним положенням.

Спочатку на місцевості будують головні чи основні вісі. Детальні (допоміжні) осі розмічають від винесених головних і основних осей.

Головні осі розмічають при складній конфігурації будинків або значних їх розмірах, а також у випадках, коли група будинків (особливо промислового типу) пов'язані між собою технологічними процесами.

Основні осі розмічують при будівництві невеликих за розмірами окремих будинків і споруд.

До початку проведення польових робіт складаються робочі розмічувальні креслення (якщо відсутні) у довільному масштабі, на яких показують найближчі пункти геодезичної основи та інші, закріплені на місцевості, з відомими координатами точки, основні і детальні осі будинку з координатами його кутів і розмірами; графічно зображають метод винесення окремих точок осей з

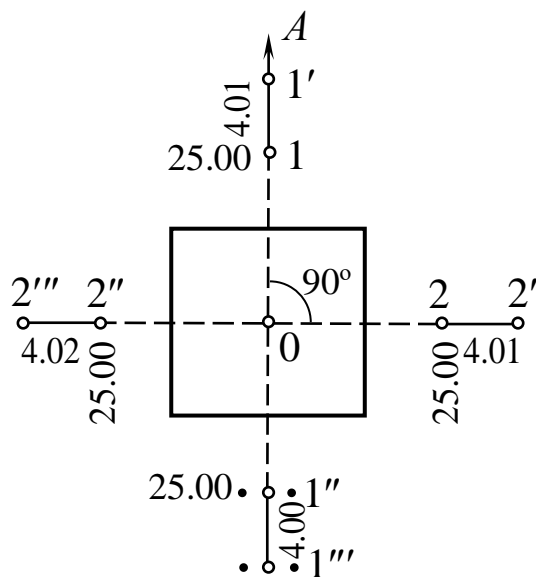
необхідними даними кутів і відстаней, а також схема й місця закріплення точок осей. Дані розмірів споруд необхідні для контролю у процесі розмічувальних робіт.

Порядок виконання геодезичних робіт залежить від методів винесення на місцевість осей споруд. Наприклад, при винесенні будинку 1 (рис.4.15) методом прямої кутової засічки на місцевість виноситься точка  $O$  перетину головних осей. Для контролю можна виміряти відстань від точки  $O$  до пункту 10. Потім визначається точка  $A$ , розташована на одній із головних осей (по вісі абсцис). Її визначають вимірюванням відстані  $d = 39,15$  м за створом вихідної лінії геодезичної основи 10–11. Точки  $O$  і  $A$  закріплюють тимчасовими знаками.

Напрямок головної осі  $OA$  (рис.8.1) є основою для побудови й закріплення на місцевості головних осей будинку. Потім встановлюють теодоліт у точці  $O$  і приводять у робоче положення. Наводять візирну вісь труби на точку  $A$  і у створі візирної осі встановлюють точки закріплення осі  $I$  та  $I'$ . Останні розміщуються поза зоною проведення земляних робіт із тим, щоб вони зберігались на весь період зведення будинку. Знову візують на точку  $A$ , перевертають трубу через zenit і відмічають положення точок  $1''$  і  $1'''$  при двох положеннях вертикального круга – КЛ та КП. Якщо вони не збігаються, то намічають середнє положення в одержаних точках і встановлюють знаки кріплення осей  $1''$  і  $1'''$ .

Потім від лінії  $OA$  відкладають кут  $90^\circ$  і у створі візирної осі закріплюють точки  $2$  і  $2'$ . Для контролю кут  $A02$  вимірюють кількома прийомами і за потреби вводять поправки в положення точок  $2$  та  $2'$ . Поправка обчислюється за формулою (5.10). Від лінії  $O2$  при двох положеннях вертикального круга визначають положення точок  $2''$  та  $2'''$  так само, як і точок  $1''$  і  $1'''$  від лінії  $OA$ .

Після закінчення розмічування складають схему, на якій вказують відстані від вихідної точки  $O$  до всіх точок кріплення осей  $1, 2, \dots$  і т.д. На схемі вказують відстані між суміжними пунктами закріплення осей  $1 - 1', 2 - 2'$  і т.д.



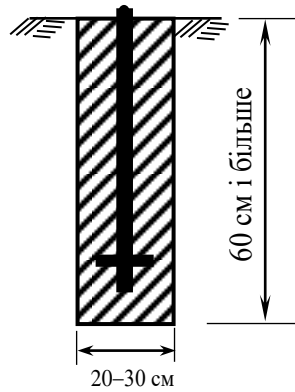
**Рис. 8.1. Схема закріплення головних осей**

Кожна вісь закріплюється на місцевості чотирма створними знаками у вигляді залізобетонних монолітів (рис. 8.2). У моноліті закладається металевий стержень. На стержні роблять насічку точно у напрямку осі. Такий знак водночас може використовуватися як планова точка, так і висотний репер. У місці встановлення знака роблять невелику огорожу.

При винесенні на місцевість основних осей будинку II (див. рис. 4.15) спочатку методом прямокутних координат від лінії 11 – 24 виносять точки 1 і 2. Для контролю вимірюють відстані між точками. Вони повинні дорівнювати проектній відстані між основними осями будинку. Потім встановлюють теодоліт у точці I, від лінії 1–2 відкладають кут  $90^\circ$  і вздовж отриманого напрямку відкладають проектну відстань.

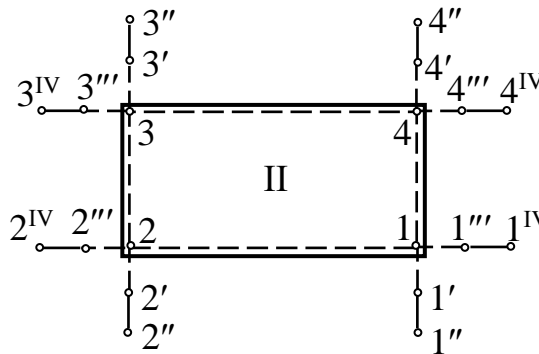
Закріплюють точку 4, переносять теодоліт у точку 2. Від лінії 2–1 відкладають кут  $270^\circ$  і вздовж отриманого напрямку відкладають проектну відстань між точками 2–3. Закріплюють точку 3. Для контролю вимірюють лінію 3–4 і горизонтальні кути в точках 3 і 4. Відхилення не повинні перевищувати вимог ДСТУ – НБВ 1.3 – 1:2009.





**Рис. 8.2. Грунтовий знак для закріплення осей**

Якщо розбіжності більші за допустимі, розмічування повторюють.

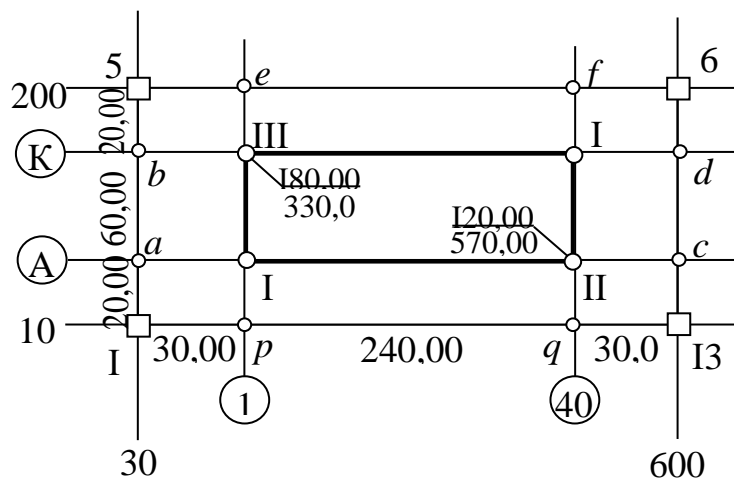


**Рис. 8.3. Схема закріплення основних осей**

Основні осі закріплюють створними знаками 1', 1'',...4'' (рис. 8.3). При встановленні створних знаків теодолітом візують за створом ліній I–2, I–4 і т.д. Положення кожної точки визначають з двох кругів – *КП* і *КЛ*.

Положення головних і основних осей промислових будинків розмічують від найближчих пунктів будівельної сітки переважно методами створних засічок і прямокутних координат (рис. 8.4). Так, у першому випадку по створу між пунктами будівельної сітки за проектними відстанями визначають на місцевості положення точок *a*, *b* (лінія 12–5), *c*, *d* (лінія 13–6) і т.д. Одержані точки *a*, *b*,... *q* і утворюють осі споруди. Методом створної засічки визначають положення кутів будинків I, II, III, IV на місцевості. Для контролю в кожній із них визначають взаємну перпендикулярність осей.

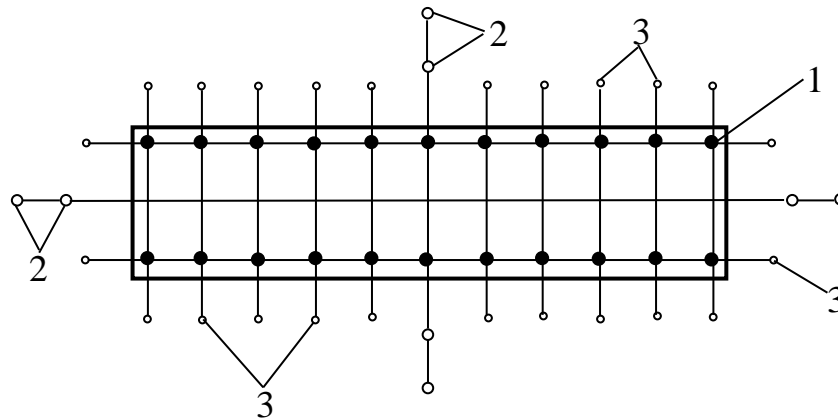
Відхилення не повинні перевищувати 1'. Додатково вимірюють відстань між точками. Вони мають дорівнювати проектним.



**Рис. 8.4** Схема розмічування основних осей від пунктів будівельної сітки

Точки кутів будинків можна отримати способом прямокутних координат. Для цього, наприклад, від пункту 12 (рис.8.4) у напрямі пункту 13 відкладають відстань  $d = 30,00$  м. Отримують точку  $p$ . У точці  $p$  встановлюють теодоліт. Від лінії  $p-13$  відкладають кут  $270^\circ$ , вздовж одержаного напрямку відкладають проектні відстані  $d_1=20,00$  м і  $d_2 = 20,00 + 60,00 = 80,00$  м і отримують точки I і III. Аналогічно отримують точки II і IV. Взагалі положення точок кутів споруди I, II, III, IV бажано розмічати по найкоротших лініях.

У ряді випадків при зведенні промислових споруд з великою кількістю колон для обладнання мостового крана крім закріплення головних і основних осей постійними знаками закріплюють допоміжні осі, які проходять по осях колон (рис.8.5). На кожній створній площині допоміжних осей встановлюють по два знаки. Їх рекомендується закріплювати по створу, перпендикулярному до закріпленої вісі. Точки допоміжних осей використовуються при встановленні у проектне положення у плані та за вертикаллю колон споруд.



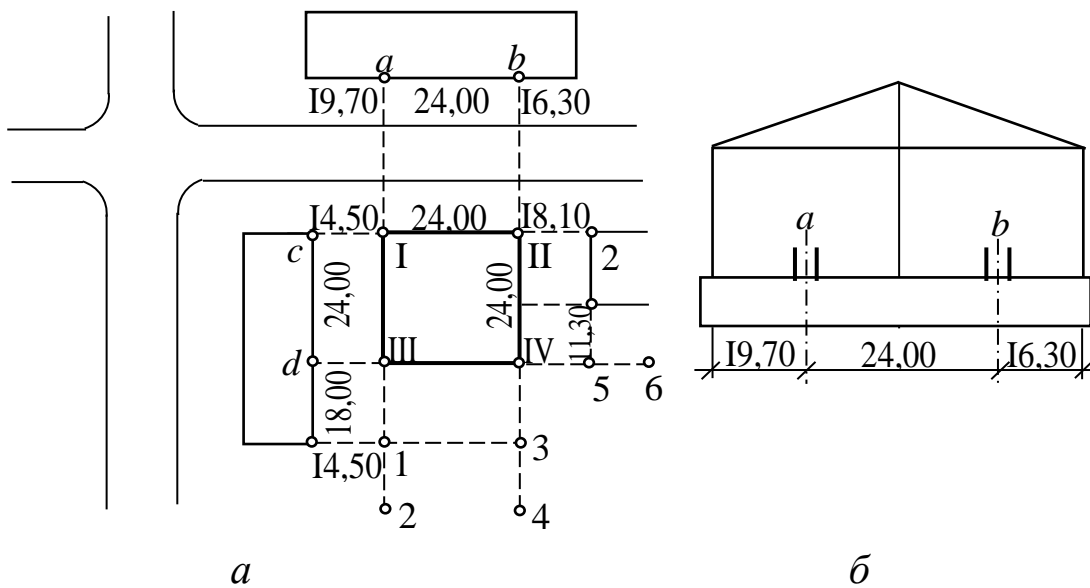
**Рис. 8.5** Схема закріплення головних та допоміжних осей промислового будинку: 1 – колони; 2 – точки закріплення головних осей; 3 – точки закріплення допоміжних осей.

При будівництві окремих будинків всередині існуючої забудови їх осі можна виносити від характерних точок і ліній твердих контурів (рис. 8.6).

На розмічувальних кресленнях вказують відстані від кутів будинків або площини стіни до основних осей будинків. За можливості положення точок осей споруджуваного будинку  $a, b, \dots, d$  позначають на стінах сусідніх існуючих будинків. На стіні кольоровим олівцем проводять риску, а з обох її боків на однаковій відстані фарбою наносять дві широкі смуги (рис. 8.6, б).

На місцевості положення точок осей отримують лінійними промірами вздовж стін будинків ( $a$  і  $b$ ) по створах площин будинків (точки 1,3,5) і т.д. Положення точок кутів будинку визначають створними засічками за винесеними осями чи лінійними промірами від закріплених на місцевості точок осей.

Застосування сучасних електронних теодолітів та електронних безвідбиткових тахеометрів з лазерними візирними променями спрощує геодезичні розмічувальні роботи, підвищує їх ефективність і якість. При цьому безпосередньо при розмічуванні можна по електронному табло отримувати координати винесених точок, порівнювати їх з проектними і вводити необхідні поправки.



**Рис. 8.6. Схема прив'язки осей будинку до місцевих предметів та контурів: а – план; б – схема пофарбування осей**

Крім створених знаків закріплення осей кожний будинок має бути забезпечений не менше ніж двома робочими висотними реперами. Їх називають **будівельним нулем** – це репер нівелювання, встановлений на рівні підлоги першого поверху споруджуваного будинку (рис.4.5). Будівельний нуль виносять методом геометричного або тригонометричного нівелювання від найближчих реперів нівелірних мереж. Місце встановлення вибирається з урахуванням зручності користування ними у період висотних розмічувальних робіт.

Після завершення розмічування осей і встановлення робочих реперів складають виконавчу схему в довільному масштабі. На схему виписують усі дані куткових і лінійних вимірювань, вихідні пункти геодезичних мереж, від яких виконують розмічування, позначають знаки закріплення осей, їх прив'язку і відстань між ними.

### **§ 8.3. Побудова обноски і винесення на обноску осей**

Для проведення розмічувальних робіт при зведенні підземної частини будинку до рівня підлоги першого поверху встановлюють будівельну **обноску**. Цей етап будівельних робіт називають

**нульовим циклом.** Він завершується влаштуванням перекриття на рівні підлоги першого поверху – на нульовому монтажному горизонті.

**Обноскою** називають спеціальну огорожу, яка встановлюється за зовнішнім контуром споруджуваного будинку, з винесеними на неї осями. Обноска забезпечує високу точність розмічування осей (1...2 мм) і передачу їх у котлован при влаштуванні фундаментів.

Обноску проектують на будівельному генплані так, щоб вона не потрапляла в зону проведення земляних робіт, встановлення будівельних кранів або на місця складування елементів будівельних конструкцій.

За формою будівельна обноска паралельна контуру будинку, віддалена від площини стін приблизно на 4 ... 8 м, але не менше ніж на 1,5...2 м від верхньої бровки котловану. За конструкцією вона поділяється на суцільну і створну (рис. 8.7).

При суцільній обносі по всьому периметру будинку по створу паралельно осям приблизно через 3...4 м на прийнятій відстані закопують у землю стовпи. За допомогою нівеліра на стовпах роблять мітки на одній висоті. За винесеною міткою стовпи обрізають. До них горизонтально прибивають дошки товщиною 3...4 см. У необхідних місцях роблять розриви для в'їзду машин у котлован.

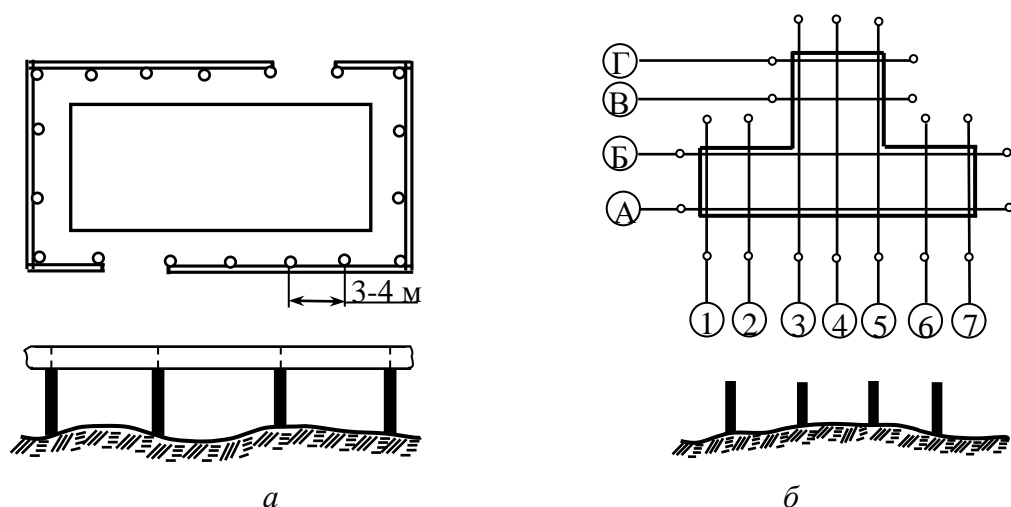


Рис. 8.7. Схема побудови обноски: а – суцільна; б – створна

Створна обноска (рис. 8.7, б) складається з окремих стовпів, установлених по всіх осях будинку. Кожна пара стовпів закріплює окрему вісь. Усі стовпи встановлюють по лінії, паралельній осям будинку. Відстань між стовпами дорівнює відстані між осями будинку.

Висота обноски має бути близькою 0,5...1,2 м, зручною для проведення по ній лінійних вимірювань і встановлення над нею теодоліта. **Рекомендовано верх обноски встановлювати на рівні будівельного нуля.** Це створює зручності при висотних розмічувальних роботах. На місцевості з великим ухилом обноску будують уступами (рис. 8.8).

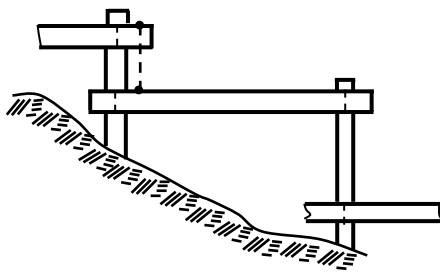


Рис. 8.8. Обноска уступами

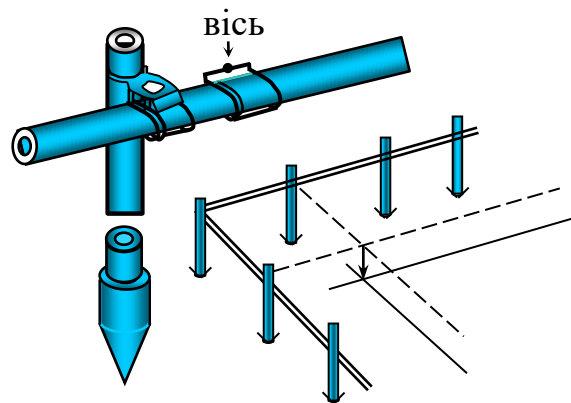


Рис. 8.9. Інвентарна обноска

У практиці житлового будівництва використовують **інвентарну обноску** (рис. 8.9). Вона складається з металевих якорів (труб), які забиваються в землю за створною лінією на глибину до 0,7 м на відстані 3...4 м.

В отвори якорів вставляють металеві стояки з муфтами. До них горизонтально кріплять трубчасту штангу. По штанзі пересувається муфта, яка може бути закріплена у будь-якій точці. Якорі (стовпи) вставляють поза осями. Вісь на обносці фіксується положенням муфти.

Обноска служить для закріплення осей будинку чи споруди. Відносна похибка лінійних вимірювань при розмічуванні осей по обносці становить 1:10000 – 1:25000.

Точність розмічування осей зумовлена такими похибками:

- 1) неперпендикулярністю сторін обноси поздовжнім і поперечним осям споруд  $m_n$ ;
- 2) непрямолінійністю обноси  $m_c$ ;
- 3) негоризонтальністю обноси  $m_g$ .

Щоб забезпечити задану точність розмічування осей по обносці, вплив кожної з похибок не повинен перевищувати 1:50000.

Розраховують:

1. Кут непаралельності обноси:

$$\theta \leq \rho' \sqrt{2 \frac{\Delta d}{d}}. \quad (8.1)$$

При  $\Delta d : d = 1:50000$  кут  $\theta = 22'$

2. Величину відхилення точок обноси від створу:

$$\varepsilon \leq l \sqrt{\frac{\Delta l_c}{2l}}. \quad (8.2)$$

При  $\Delta l_c : l = 1:50000$  і  $l = 20$  м,  $\varepsilon = 6,3$  см

3. Величину  $h$  різниці позначок двох сусідніх точок на обносці, що не повинна перевищувати

$$h \leq l \sqrt{2 \frac{\Delta l_h}{l}}. \quad (8.3)$$

При відстані між стовпами створної обноси  $l = 6$  м  $\Delta l_h : l = 1:50000$ , отримаємо  $h = \pm 3,8$  см.

З розрахунків видно, що обноска повинна бути паралельною осям споруд, створність стовпів необхідно забезпечувати теодолітом, а висоту зрізу стовпів під один рівень виносити геометричним нівелюванням.

**1. Розмічування обноси.** На місцевості обноски розмічають від винесених головних або основних осей будинку на основі робочих розмічувальних креслень і проекту обноси.

Спочатку лінійними промірами від осей за допомогою рулетки визначають на місцевості положення обноси вздовж більш довгих сторін будинку. Наприклад, (див. рис. 8.3) від точок осей 1' і 2' відкладають проектні відстані до обноси. Аналогічно від точок 3' і 4' отримують вісь обноси вздовж другої площини (стіни) будинку. Так само діють і на двох інших сторонах, відкладаючи відстані від точок 1''' , 4''' і 2''' , 3''' . Отримані напрямки сторін обноси тимчасово закріплюють кілками. Промірами рулеткою намічають місця розміщення стовпів. При влаштуванні створної обноси місця встановлення стовпів розмічують із підвищеною точністю, щоб при детальному розмічуванні осі потрапляли на зріз стовпів і їх не доводилось переставляти.

Встановлення і закріплення стовпів у підготовлені ями виконується по створу за допомогою теодоліта. Геометричним нівелюванням на всіх стовпах позначають мітки на рівні будівельного нуля найнижчого стовпа або на заздалегідь заданому проектному рівні. Потім зрізають стовпи на рівні міток. При суцільній обносці горизонтально прибивають дошки на рівні міток. Після цього обноска готова до винесення на неї осей.

Якщо на місцевості винесені тільки головні осі (рис. 8.1), то розмічування обноси виконують за допомогою теодоліта і рулетки. Наприклад, від точки 1 по створу лінії I - I'' відкладають рулеткою проектну відстань до найближчої сторони запроектованої обноси. Тимчасово точку закріплюють. В отриманій точці встановлюють теодоліт. Від лінії 1 - 1'' відкладають



кут  $90^\circ$  і вздовж отриманого напрямку закріплюють кілок. Перевертають зорову трубу через zenit і на продовженні візирної осі знову закріплюють кілок. Лінія, яка проходить через закріплені кілки і точку стояння теодоліта, буде напрямком сторони обноски. Не знімаючи теодоліт, вздовж отриманих напрямків рулеткою намічають положення стовпів згідно з проектом обноски. Далі роботи виконують так, як було вказано раніше.

Аналогічно розмічають сторони обноски вздовж інших площин будинку.

**2. Розмічування осей на обносці.** За допомогою теодоліта створним способом на обноску переносять головні або основні осі, проектуючи колімаційною площиною. Для цього, наприклад, встановлюють теодоліт на точку 1, а марку чи віху в точку 1" (рис. 8.1). Наводять візирну вісь труби при *KL* на марку. Нахиляючи трубу, візують на обидві сторони обноски і тонкою лінією олівцем намічають точки на обносці. Такі ж дії виконують при положенні вертикального круга *KП* і знову отримують точки осі на обносці. З двох точок намічають середню. Вона і буде фіксувати положення головної осі на обносці. Аналогічно виносять на обноску вісь 2 - 2".

Після винесення головних осей згідно з розмічувальними чи робочими кресленнями на обносці визначають положення всіх інших осей (основних і допоміжних).

Для цього по верху обноски за допомогою сталевий чи інварній прокомпарованій рулетки лінійними промірами відкладають проектні відстані до шуканих осей. Відносна точність відкладання ліній не повинна перевищувати 1:10000 – 1:25000. В лінії вводять поправки за компарування й температуру (формули 5.17; 5.19).

За винесеними осями виконують контрольні вимірювання. Після нанесення на обноску всіх осей їх закріплюють цвяхами. Проти кожного цвяха, що фіксує вісь, яскравою фарбою прокреслюють вертикальну (горизонтальну) лінію і великим шрифтом підписують назву осі.

Якщо закріплюють основні осі будинку, то їх виносять на обноску так само, як і головні. Для контролю вимірюють по обносці відстань між ними. Потім лінійними промірами від основних осей розмічають допоміжні вісі.

#### **§ 8.4. Геодезичні роботи при влаштуванні котлованів**

При влаштуванні котлованів під фундаменти будинків і споруд на місцевості розмічують межі (лінію брівки) котловану, ведуть постійний геодезичний контроль за виїмкою ґрунту. Після закінчення проведення земляних робіт виконується виконавче знімання дна котловану.

До складу геодезичних робіт при влаштуванні котлованів входить:

- 1) розмічування нижнього контуру;
- 2) розмічування верхнього (зовнішнього) контуру;
- 3) нівелювання площини зовнішнього контуру котловану по квадратам;
- 4) встановлення укосів;
- 5) періодичне нівелювання дна котловану в процесі виконання земляних робіт;
- 6) контрольні вимірювання при зачистці дна та укосів котловану;
- 7) виконавчі знімання дна котловану.

Способи розмічувальних робіт залежать від матеріалу, конструкції і глибини закладення фундаменту. Котловани розмічають на основі рисунків фундаментів і розмічувальних креслень від винесених осей споруд.

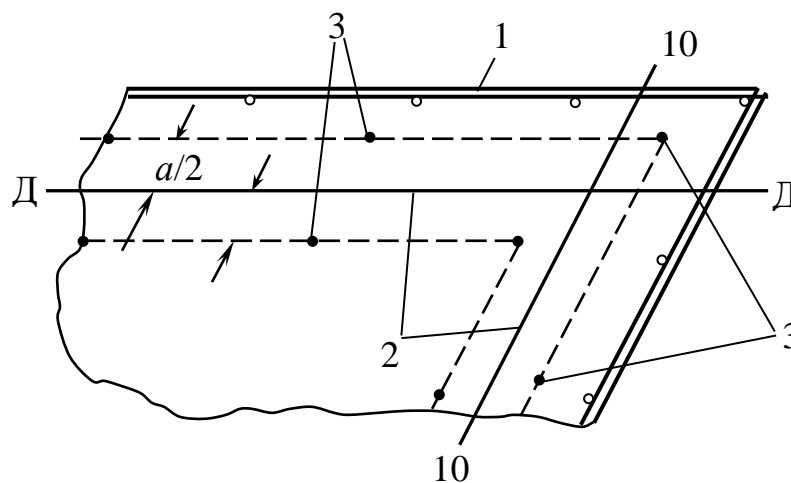
Розмічування граней неглибоких котлованів під стрічковий фундамент виконується від основних осей будинку, нанесених на обноску 1 (рис.8.10). Для цього вздовж осі між точками на обносці натягується дріт або жорстка нитка 2. За допомогою виска вісь

передається на землю. Вздовж осі через 20 м і більше забивають кілки. Праворуч і ліворуч від осі відкладають половину ширини котлована ( $a/2$ ) і також закріплюють кілками 3.

Між кілками натягують шнур, який і позначає межу котловану. Іноді вздовж шнура роблять невеликі поглиблення.

При влаштуванні монолітних стрічкових фундаментів ширина котловану дещо збільшується для того, щоб можна було без перешкод встановити і закріпити щитову опалубку.

При виїмці ґрунту систематично перевіряють глибину котловану за допомогою візирки чи геометричного нівелювання. Виїмка ґрунту за 5...10 см до проектної позначки дна котловану припиняється. „Перебір” ґрунту (зайва виїмка) не допускається, оскільки це порушує природну структуру ґрунту і можуть виникнути деформації при експлуатації споруди.



**Рис. 8.10. Розмічування котловану під стрічковий фундамент:**

- 1 – обноска; 2 – основні осі споруди;
- 3 – точки закріплення межі котловану.

Перед остаточним зачищенням дно котловану ретельно перевіряється візирками або за допомогою нівеліра. На кожному перетині будівельних осей, але щонайменше через 4...5 м геометричним нівелюванням або за допомогою візирок встановлюють кілки на проектну позначку дна котловану.

При влаштуванні глибоких котлованів їх межі розмічають, як правило, до влаштування обноску.

Тільки після виїмки ґрунту створюють обноску. На місцевість виносять нижню грань (кромку) котловану і верхню брівку котловану від закріплених на місцевості головних або основних осей.

Спочатку на місцевості виносять нижню кромку котловану згідно з проектними розмірами. Розміри беруться від осі до зовнішньої грані фундаменту. Межа брівки залежить від величини ухилу  $1: m$  і глибини котловану. Якщо місцевість похила (рис. 8.11, а), то на кожному куті обчислюють відстань від кромки до брівки котловану за формулою

$$\Delta d_i = (H_{zi} - H_0) : m = h_i : m, \quad (8.4)$$

де  $H_{zi}$  – позначка землі,  $H_0$  – проектна позначка дна котловану. Позначка землі визначається за топографічним планом.

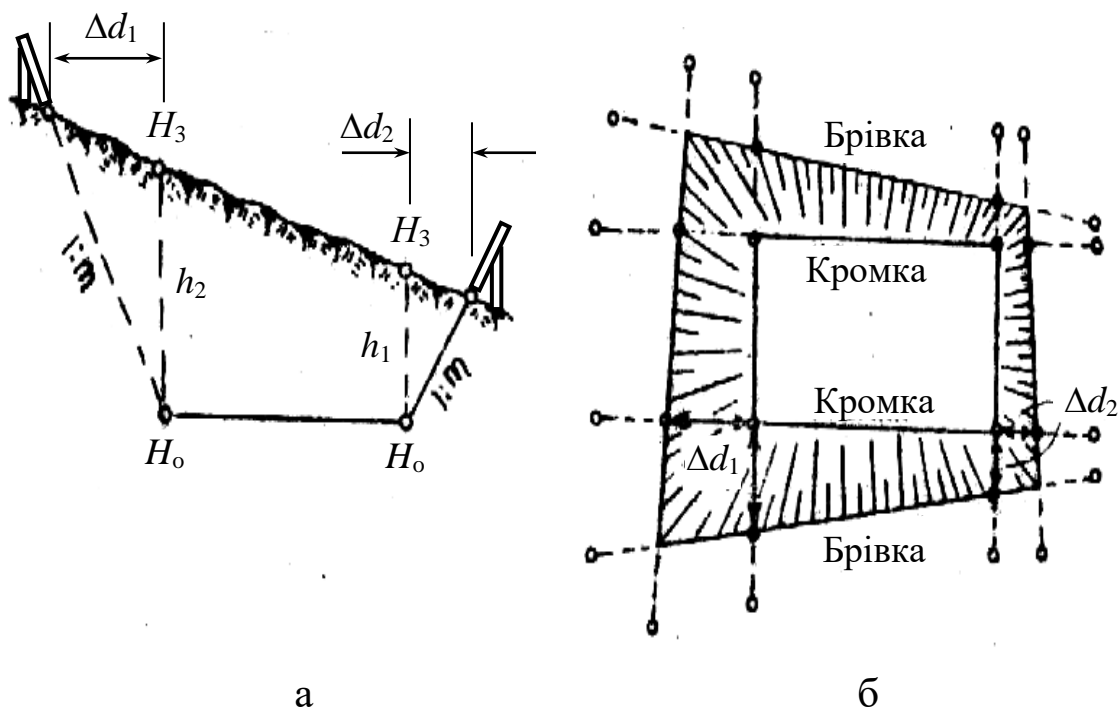


Рис. 8.11. Розмічування глибоких котлованів

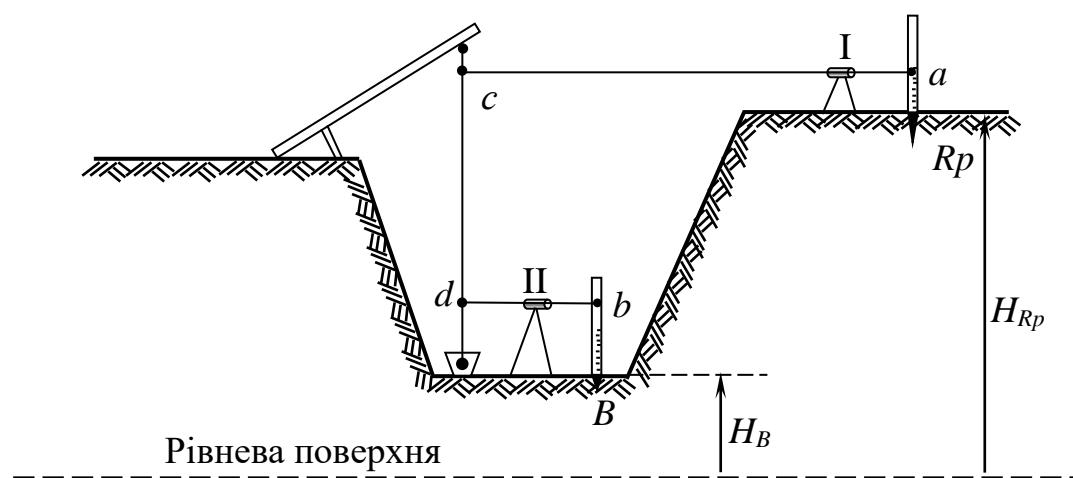
Відклавши від кромки котловану обчислені відстані  $\Delta d$ , для характерних точок отримують лінію брівки котловану (рис.8.11,б).

Вздовж брівки забивають кілки і натягують шнур. Вони і будуть позначати межу котловану. Оскільки при механізованій розробці ґрунту кілки, закріплені по брівці котловану, знищуються, то рекомендується ці кілки закріплювати поза зоною проведення земельних робіт. Кожна лінія брівки і кромки котловану закріплюється двома тимчасовими створними кілками (рис.8.11, б).

Періодичні виконавчі знімання котловану виконують з метою обчислення об'єму земляних робіт та для контролю глибини виїмки ґрунту, щоб не допустити надмірної виїмки і не порушити природній ґрунт, який є опорою для фундаменту.

Під час земляних робіт геометричним нівелюванням перевіряють глибину котловану. При копанні глибоких і широких котлованів на їх дні чи окремих виступах встановлюють тимчасові репери для зручності геометричного нівелювання.

Передача позначки на дно глибоких котлованів. За способом геометричного нівелювання позначку на дно глибокого котловану передають за схемою, зображеною на рис. 8.12.



**Рис. 8.12. Передача позначки на дно котловану способом геометричного нівелювання**

На спеціальному кронштейні підвищують рулетку з тягарем. Рейки встановлюють на репер („будівельному нулі”) та на точці  $B$  на дні котловану. Одночасно встановлюють нівеліри на станціях I та II і приводять у робоче положення. Беруть відліки  $a, c, b, d$  (рис. 8.12). За наявності одного нівеліра спочатку зі станції I беруть відліки  $a, c$ , а потім переносять нівелір на дно котловану і на станції II беруть відліки  $b$  і  $d$ .

Шукана позначка точки  $B$  на дні котловану обчислюється за формулою

$$H_B = H_{Rp} + a - (d - c) - b \quad (8.5)$$

У результат вимірювання довжини рулетки  $(d - c)$  вводять поправки за компарування, температуру і розтяг під дією маси тягара.

Поправка за розтяг обчислюється за формулою:

$$\Delta l_p = \frac{Pl}{E\omega}, \quad (8.6)$$

де  $P$  – маса тягара;

$l = d - c$ ;  $E$  – модуль пружності (для сталі  $E = 2 \cdot 10^6$  кг/см<sup>2</sup>);

$\omega$  – площа поперечного перерізу рулетки.

Середня квадратична похибка визначення точки  $B$  дорівнює

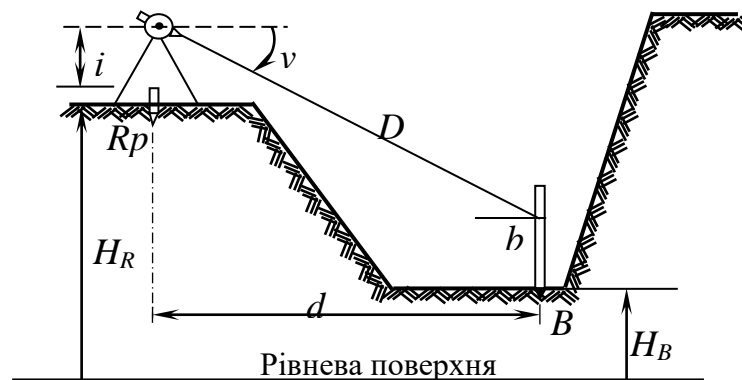
$$m_B = \sqrt{m_a^2 + m_b^2 + m_l^2} \quad (8.7)$$

де  $m_a, m_b, m_l$  – середні квадратичні похибки відліків  $a$  і  $b$  та довжина рулетки  $l$ .

Точність відліків по рейці  $a$  і  $b$  розраховують за формулою (5.37). При передачі позначок точок на дно глибокого котловану ефективним є використання електронного та лазерного нівелірів.

**Методом тригонометричного нівелювання** передачу позначки у глибокий котлован виконують за схемою, поданою на рис. 8.13.

Теодоліт встановлюють на репері чи точці з відомою позначкою  $H_{Rp}$ , рейку на дні котловану в точці  $B$ . Вимірюють нахилу відстань  $D$  та кут нахилу візирної осі  $v$ . Шукана позначка точки  $B$  обчислюється за формулою



**Рис. 8.13. Передача позначки на дно котловану методом тригонометричного нівелювання**

$$H_B = H_{Rp} + d \operatorname{tg} v + i - b, \quad (8.8)$$

де  $d = \frac{1}{2} D \cos^2 \frac{v}{2}$ ;  $i$  – висота теодоліта;  $b$  – висота наведення візирної осі на рейку.

Для підвищення точності визначення позначки точки  $B$  ( $H_B$ ) використовують теодоліт з віддалемірною насадкою, що значно підвищує точність вимірювання довжини лінії  $D$ .

При використанні електронних теодолітів і тахеометрів можна одразу отримати на табло значення позначки дна котловану.

Точність тригонометричного нівелювання достатня для передачі позначок на дно котловану.

Для контролю позначки на дно котловану передають двічі (від двох реперів). Похибка винесення не повинна перевищувати  $\pm 1$  см.

При остаточному зачищенні дна котловану розмічають сітку, утворену перетином ліній, паралельних поздовжнім і поперечним осям будинку. У вершинах сітки забивають кілки. Геометричним нівелюванням встановлюють кілки, розміщені на відстані 15...20 м один від одного, на проектну позначку дна котловану. Інші кілки можна встановити на проектну висоту за допомогою візирок або нівеліра при встановленні основних кілків. Оскільки дно котловану, як правило, знаходиться в горизонтальній площині, то винесення її за допомогою нівеліра не становить труднощів. Коли верх кілків знаходиться нижче від поверхні ґрунту, то біля них роблять невеликі поглиблення.

Після остаточного зачищення дна котловану складають виконавчу схему. На дні котловану від напрямів поздовжніх і поперечних осей будинку розбивають сітку через 5...8 м і нівелюють дно у вершинах сітки.

На виконавчому рисунку позначають розміри котловану від основних осей і виписують позначки до риття котловану та фактичні позначки його дна. У середині рисунка наводиться проектна позначка дна котловану. Відхилення фактичних позначок дна котловану від проектних не повинні перевищувати 2 ... 3 см.

Геодезичні вимірювання при влаштуванні котлованів виконують з похибками: лінійними до 3 см; кутовими – 30"; висотними – 1 см; визначення об'єму земляних робіт – 5%.

### ***§ 8.5. Геодезичні роботи при монтажі фундаментів***

Методика проведення геодезичних розмічувальних робіт при монтажі фундаментів залежить від конструкції фундаментів. Розрізняють стрічкові і суцільні фундаменти (фундаментні плити).

Найчастіше застосовують стрічкові фундаменти. За конструкцією вони поділяються на два типи: фундаменти (стрічки) для обпирання суцільних несучих стін та фундаменти



(стакани) для обпирання ряду колон. За конструкцією їх поділяють на збірні і монолітні.

1. **Монтаж збірних стрічкових фундаментів.** Збірні стрічкові фундаменти під несучі стіни складаються з блоків зовнішніх стін 1, внутрішніх стін 2 і блоків-подушок 3 (рис. 8.14).

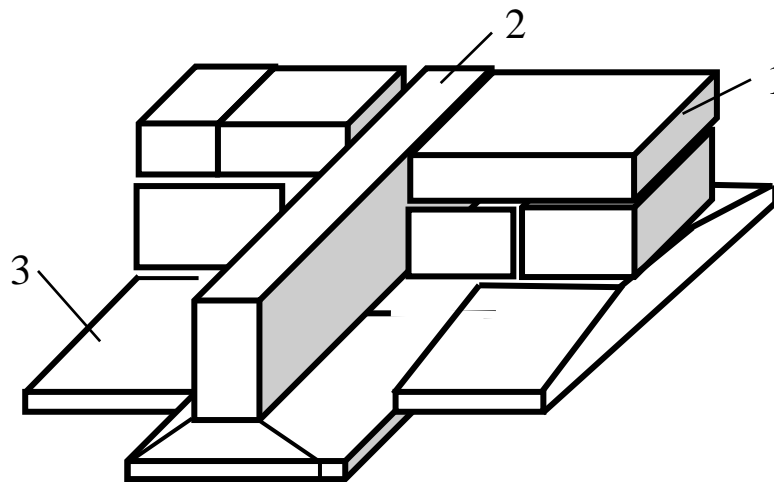
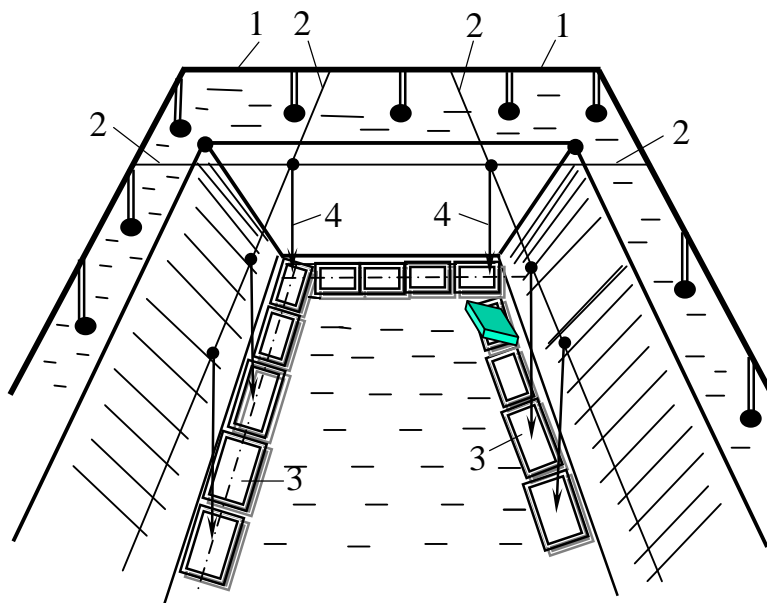


Рис. 8.14. Блоки стрічкового фундаменту

Після остаточного зачищення дна котловану чи траншеї під блоки-подушки 3 засипають шар піску. За допомогою візирок його вирівнюють і утрамбовують.

У житлово-цивільному будівництві фундаменти монтують з використанням струнного способу. Для цього спочатку вздовж основних осей по обносках будинку натягують дроти 2 (рис. 8.15). Підвішують до дротів ниткові виски 1 передають осі на дно котловану. Монтаж блоків фундаментів 3 виконують за нанесеними на блоки монтажними рисками, суміщаючи їх з вістрями тягара висків 4.

Спочатку вкладають блоки на кутах будинку. Між ними через 15...20 м встановлюють маячні блоки. Одночасно з установленням блоків у плані нівелюють їх поверхню. Рейку встановлюють на кожному блоці на осьовій лінії. Відхилення окремих блоків у плані і за висотою не повинні перевищувати  $\pm 10$  мм.



**Рис. 8.15. Монтаж блоків стрічкового фундаменту**

Між кутовими і маячними блоками по лінії фундаментів на відстані 5 мм від його грані натягують дрід. Орієнтуючись по дроту (шнурі) розміщують усі проміжні блоки. Після вкладання ряду блоків вертикальні шви між ними заповнюють бетоном.

Так само монтують наступний ряд блоків – спочатку кутові й маячні, а потім проміжні. Водночас перевіряють вертикальність за допомогою звичайного ниткового виска, утримуючи його поблизу вертикальної площини фундаменту, чи використовують будівельні рівні. Горизонтальність кожного блоку можна перевірити звичайним рівнем, будівельними рівнями (розділ 1), геометричним нівелюванням.

При монтажі блоків для введення підземних інженерних мереж (каналізації, водопроводу та ін.) залишають необхідні отвори. Висотне положення отворів визначається нівелюванням від робочих реперів, а при готовому фундаменті – від його верхнього обрізу (грані).

При глибоких котлованах, сильному вітрі чи підвищеній точності монтажу блоків фундаменту у плані застосовують оптичний спосіб (див. рис.7.4). Для встановлення блоків

фундаменту за висотою на дні глибоких котлованів встановлюють тимчасові репери.

**2. Розмічування стрічкових фундаментів з монолітного залізобетону.** Улаштування стрічкових фундаментів з монолітного залізобетону виконується в опалубці.

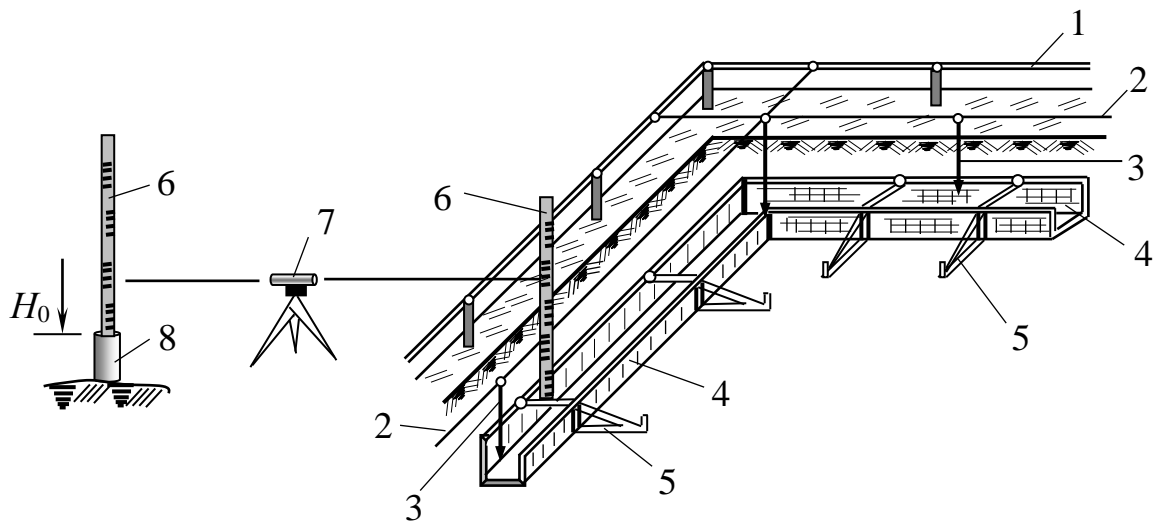
**Опалубкою** називають дощаті огорожі у вигляді коробів, внутрішні розміри й форма яких відповідають проектним розмірам і формі фундаменту.

Геодезичні розмічувальні роботи при влаштуванні фундаментів з монолітного залізобетону полягають у встановленні в проектне положення у плані та за висотою конструкцій опалубки.

Аналогічно монтажу блочних фундаментів вздовж осей опалубки 1 натягують дроти 2. Підвісивши виски 3, передають осі фундаменту в котлован. Відносно висків встановлюють у плановому положенні нижні щити опалубки 4 і закріплюють розпорами 5. Одночасно від робочих реперів встановлюють опалубку за висотою (рис. 8.16). Встановлення опалубки вздовж осей у плані та за висотою виконується окремими секціями (блоками). У деяких місцях передбачаються отвори для введення підземних інженерних мереж.

Положення опалубки потім контролюється. Зміщення осі опалубки від проектного положення не повинне перевищувати 15 мм. Зміщення опалубки стін, колон, балок і прогонів допускається до 10 мм. Зменшення внутрішнього розміру в поперечних секціях опалубки не допускається. Збільшення не повинне перевищувати 5 мм.

Передачу осей на опалубку можна виконувати способом оптичного візування та приладами з лазерним візирним променем. Вертикальність опалубки перевіряється нитковим виском або будівельним рівнем. Допускається відхилення від вертикалі на  $\pm 10$  мм на 1 м висоти, але не більше ніж 20 мм на всю висоту конструкцій.



**Рис. 8.16. Монтаж опалубки стрічкового фундаменту:**  
 1 – опалубка; 2 – дроти осей; 3 – виски; 4 – опалубка; 5 – кріплення; 6 – рейка; 7 – нівелір; 8 – репер будівельного нуля

Позначка верху фундаменту виноситься геометричним нівелюванням і фіксується цвяхом на опалубці. Під час укладання бетону між цвяхами натягують шнур (дріт).

Для надання фундаменту гладкої горизонтальної поверхні за допомогою нівеліра встановлюють на проектну висоту обрізки арматури, занурюючи їх у бетон, який ще не затвердів. Потім по верхніх кінцях арматури “затирають” бетонну суміш.

Після зняття опалубки поверхню фундаменту нівелюють у точках перетину осей і через 5...10 м у проміжку між осями. За допомогою висків виносять положення осей на поверхню фундаменту. За результатами вимірювань складають виконавчу схему, де зазначають відхилення від проектних геометричних параметрів.

Технологія розмічування осей і нівелювання значно спрощується при використанні приладів з лазерним візирним променем та ротаційних нівелірів.

**3. Розмічування при влаштуванні фундаментів під колони.**  
 Залізобетонні фундаменти під колони бувають монолітні і збірні. Фундаменти висотою понад 35 см споруджують сходишками.

Котловани для влаштування фундаменту під кофону, як правило, неглибокі. До початку монтажу фундаментів під кофону способом оптичного візування біля краю кофону виносять осі симетрії колон (фундаменту) і закріплюють їх кілками (рис. 8.17). При невеликих розмірах будинку по всіх осях натягують по обносі дроти.

Найпоширенішим збірним фундаментом під кофону є блок стаканного типу (рис. 7.8 ).

Для кофону фундаменту розмічають і закріплюють осі, натягують дроти. За допомогою ниткових висків суміщають риски стакана фундаменту з вістрями висків. Геометричним нівелюванням контролюють монтаж стакана по висоті. Горизонтальність стакана можна перевірити будівельним рівнем.

4. Спорудження фундаментів з монолітного бетону. Технологія виконання геодезичних робіт така сама. Спочатку виносять осі на дно кофону. Потім встановлюють опалубку. У плановому положенні короб опалубки встановлюють по висках, які опущені з дротів і фіксують осі будинку.

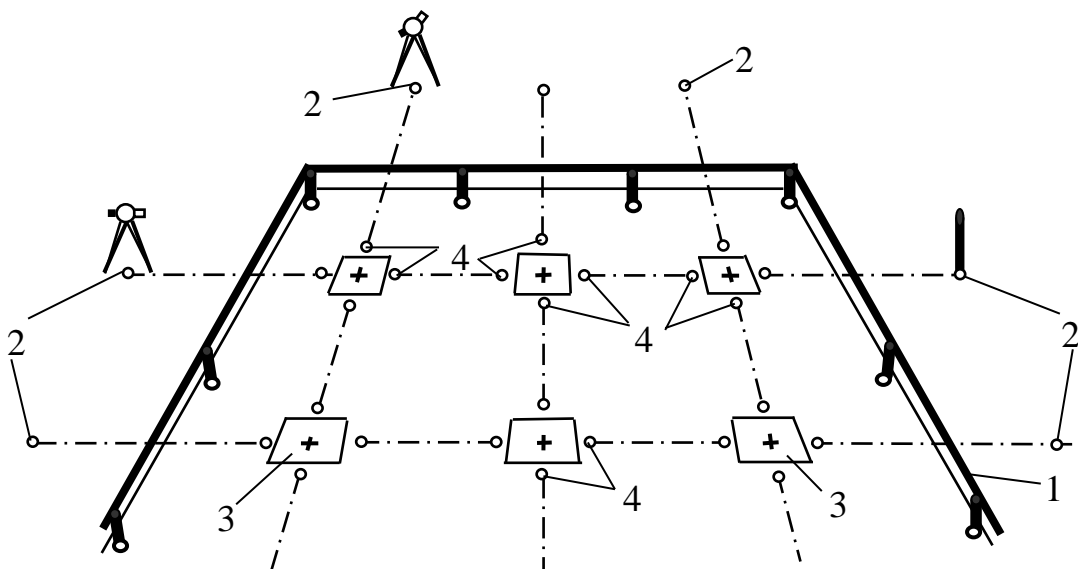


Рис. 8.17. Розмічування осей фундаментів під колони:  
1 – обноска; 2 – знаки закріплення осей; 3 – котловани під фундаменти; 4 – точки закріплення осей фундаментів

Остаточно встановлену опалубку закріплюють. На стінки короба виносять мітки проектних позначок, розмічуючи їх трохи нижче, до значення проектної позначки. Потім підливають бетонну суміш або встановлюють металеві прокладки під колони (рис. 8.18).

Якщо фундамент призначений для монтажу металевих колон, то в тіло фундаменту забетонують анкерні гвинти. Місцеположення гвинтів у плані і за висотою має точно відповідати проектному положенню та розміщенню отворів на башмаку металевої колони.

Анкерні гвинти встановлюють до бетонування фундаменту й ретельно перевіряють після вкладання бетонної суміші до її твердіння.

Точного встановлення анкерних гвинтів відносно розмічувальних осей  $A-A$  і  $I-I$  досягають за допомогою кондукторів (рис. 8.19). Останній становить жорстку металеву чи дерев'яну раму з отворами 1,2... для анкерних гвинтів. При зведенні фундаменту кондуктор встановлюється горизонтально на проектній позначці, осі його суміщаються з розмічувальними осями  $I-I$ ,  $A-A$  і кондуктор закріплюється. В отвори кондуктора встановлюють анкерні гвинти, а опалубку заповнюють бетоном.

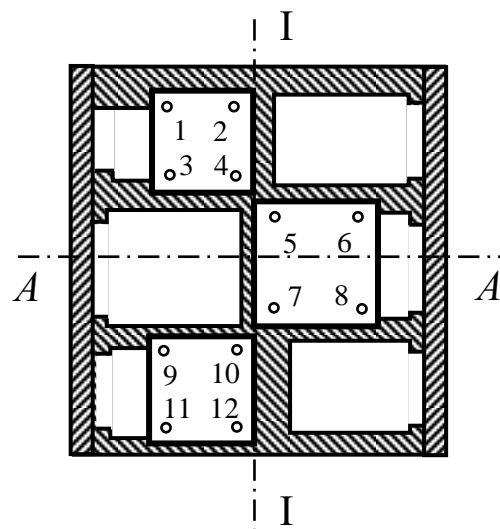
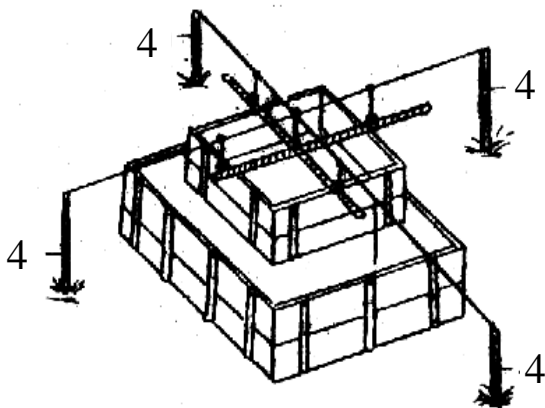


Рис. 8.18. Встановлення опалубки

Рис.8.19. Кондуктор  
під колони

На фундаментах для монтажу технологічного обладнання біля кожного анкерного гвинта в бетоні роблять невеликі поглиблення (колодязі). Це дає можливість при монтажі трохи відгинати його і, отже, зміщувати положення.

Після закінчення робіт складають виконавчу схему, де в міліметрах вказують розміри: від осей до анкерних гвинтів, між ними, між осями суміжних фундаментів. До схеми додають таблицю позначок гвинтів і верху бетону.

Для виконавчої схеми на бетонну поверхню фундаменту методом оптичного візування (рис. 9.17) виносять основні осі споруди. Допоміжні осі визначають промірами рулеткою від основних осей. Якщо на місцевості закріплені допоміжні осі, то оптичним способом їх виносять на кожний фундамент. Осі на фундаменти виносять в одному напрямі, а потім у другому (перпендикулярному) напрямку. На поверхні фундаменту вісь прокреслюють гострим інструментом і фарбують масляною фарбою.

Відстані до закладних частин і позначки визначаються з точністю до 1 мм. Розміри фундаменту і його частин вимірюють до 1 см.

**5. Монтаж пальових фундаментів.** Пальові фундаменти складаються із заглиблених у ґрунт паль колового або квадратного перерізу. На палях влаштовують ростверк (залізобетонна плита). Палі розміщують рядами або кущами.

Від закріплених головних, основних і допоміжних осей споруди, винесених на дно котловану розмічають центри паль способом прямокутних координат чи створно-лінійним способами з точністю 1-2 см.

Для контролю занурення паль на них розмічають фарбою метрові поділки. За допомогою теодоліта колімаційною площиною контролюють вертикальність паль. Відхилення від вертикалі не повинне перевищувати  $0,01H$  ( $H$  – глибина занурення паль).

Після занурення паль на їх грані від робочого репера на дні котловану переносять горизонтальну риску проектної позначки низу ростверку. По ним зрізають палі і виконують виконавче знімання паль.

Відхилення осей паль не повинне перевищувати 0,4 сторони чи діаметра палі, але не більше 40 см. Відхилення крайніх рядків паль повинно бути не більше 0,15 сторони чи діаметра палі від краю ростверку, але не більше 5 см.

Фундаментну плиту (ростверк) монтують на верх паль. Для монолітних ростверків спочатку влаштовують опалубку, монтують арматурний каркас і заливають бетоном.

На поверхню ростверку переносять і закріплюють головні чи основні осі споруди.

Перед влаштуванням ростверку за виконавчим зніманням складають виконавчу схему планового та висотного положення паль.

## **§ 8.6. Геодезична підготовка монтажних горизонтів**

**1. Розмічування геодезичної основи.** Методика геодезичних робіт, викладена в §§8.1–8.4, проводиться на стадії зведення підземної частини будинку. Вона завершується монтажем плит перекриття підлоги першого поверху. У практиці будівництва її називають нульовим, або вихідним, монтажним горизонтом.

Склад будівельно-монтажних робіт, які виконуються вище вихідного монтажного горизонту, називають зведенням **надземної частини будинку**.

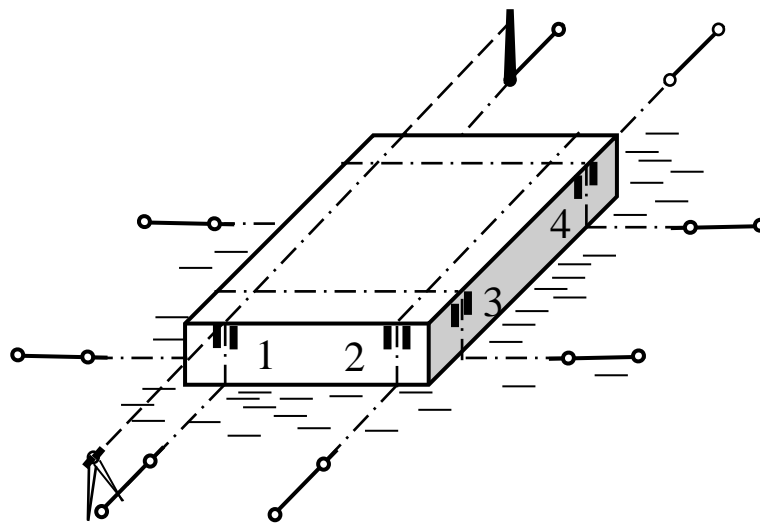
Для монтажу конструкцій надземної частини будинку на вихідному монтажному горизонті створюється планова внутрішня розмічувальна основа. Пункти цієї основи в міру зведення будинку використовуються як опорні для передачі координат на розташовані вище монтажні горизонти і для розмічування від них монтажних осей.



**Монтажним горизонтом** називають перекриття, на якому виконується монтаж елементів конструкцій.

Схема і точність розмічувальної основи залежать від методів виконання будівельно-монтажних робіт, поверховості будинку та конструктивних рішень. Розмічувальну основу створюють у вигляді правильних геометричних фігур. Найпростішою з них є закріплена створна лінія (див. рис.4.1,*a*). Сторони розмічувальної основи повинні бути точно паралельні осям будинків і споруд.

У ряді випадків при невеликій поверховості будинку (до 9 поверхів) основні його осі безпосередньо закріплюють на цокольній частині будинку (рис.8.20). Для цього від закріплених на місцевості основних або головних осей на верхню частину цоколя будинку за допомогою теодоліта переносять риски 1, 2, 3 і т. д. з обох боків при двох положеннях круга КП і КЛ, для кожної осі.



**Рис. 8.20. Схема перенесення та закріплення осей на вихідному монтажному горизонті**

Масляною фарбою з обох боків на однаковій відстані від риски осі проводять кольорові смуги для кращого зберігання. У міру зведення будинку видимість між закріпленими точками осі закривається, тому закріплені на цоколі будинку риски осей далі служать для їх перенесення і розмічування на вищих монтажних горизонтах.

При зведенні будинків підвищеної поверховості або підвищених вимог до точності встановлення конструкцій у проектне положення створюється **внутрішня розмічувальна основа**. Для цього на вихідний монтажний горизонт виносять головні осі будинку чи споруди.

Від винесених осей намічають положення пунктів розмічувальної основи (рис.8.21). Пункти розмічувальної основи закріплюють обрізками арматури чи використовують закладні металеві пластини у фундаментах або плитах перекриття. Центри знаків відмічають марками, керном (перехрестям або отвором). Між точками основи з високою точністю виміряють усі кути та лінії. Проводять вирівнювання мережі й обчислюють умовні координати точок основи. Якщо вони не дорівнюють проектним значенням, то положення окремих точок зміщують (редують), тобто роблять нове накернення відповідно до заданих проектних відстаней між точками вздовж взаємно перпендикулярних осей. Місцеположення пунктів вибирають так, щоб можна було встановити над ними геодезичні прилади.

Для забезпечення вимог точності, наведених у таблиці 4.1 планову розмічувальну основу на вихідному горизонті створюють з більш високою точністю, ніж на розташованих вище монтажних горизонтах.

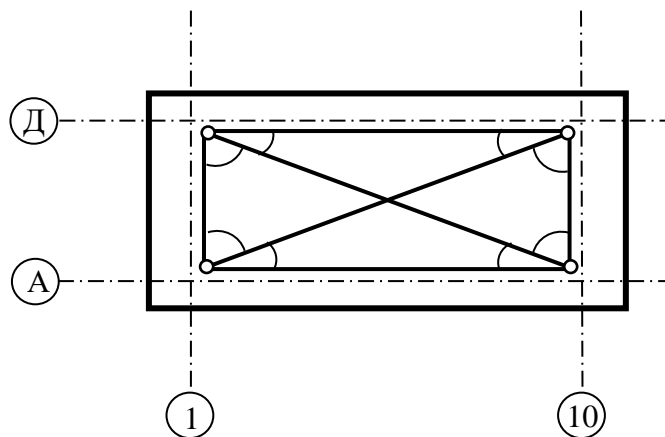


Рис. 8.21. Схема побудови розмічувальної основи

По точками планової розмічувальної основи на вихідному монтажному горизонті прокладають нівелірний хід з прив'язкою його до двох робочих реперів або “будівельних нулів”, розміщених на будівельному майданчику.

На вихідному монтажному горизонті від пунктів розмічувальної основи виносять монтажні осі і встановлюють у проектне положення елементи будівельних конструкцій першого поверху. Монтажні вісі розмічають під кожен елемент рисками по дві вздовж поздовжньої осі на відстані 10 см від площини конструкції і одну впродовж поперечної осі по центру чи краю елемента. Якщо на нульовому монтажному горизонті розмічені основні осі, то від них лінійними промірами впродовж цоколя рисками фіксують положення монтажних осей. Посередині між ними встановлюють теодоліт і візують на одну з рисок осі. Перевертають трубу через зеніт і візують на протилежну точку осі. Коли візирна вісь не збігається з нанесеною рискою на осі на відстань  $l$ , то теодоліт зміщують на величину  $l/2$  і попередні дії виконують спочатку. Такі дії повторюють доти, доки теодоліт не буде встановлений у створі протилежних рисок осей. Керуючись параметрами конструкції оптичним створним способом розмічають риси поздовжніх осей під кожен елемент. Вздовж створу лінійними промірами позначають риси поперечних осей симетрії елементів або за їх гранями.

Методом геометричного нівелювання на нульовому монтажному горизонті виносять і закріплюють „маяк”, або висотний опорний репер, від якого встановлюють елементи конструкцій по висоті (§4.2). Після монтажу всіх елементів конструкцій виконують геодезичний контроль монтажних робіт і після необхідного корегування проводять монтаж плит перекриття першого поверху.

Для встановлення в проектне положення конструкцій на розташованих вище монтажних горизонтах на них передають положення осей або пунктів розмічувальної основи та висотні маяки.

2. **Передача осей на монтажні горизонти.** Точки осей, або пунктів розмічувальної основи, передають на розташовані вище монтажні горизонти двома способами: за допомогою похилого й вертикального проектування.

**Спосіб похилого проектування** застосовують у випадках, коли вихідні осі будинку нанесено на його цокольні частині будинку (рис.8.20). Він полягає у проектуванні колімаційною площиною теодоліта. Для цього на точці  $A$  закріплення осі будинку встановлюють теодоліт і приводять у робоче положення. Наводять візирну вісь зорової труби на точку  $A'$  (рис.8.22). Одночасно встановлюють штатив з візирною маркою на монтажному горизонті приблизно у створі розмічувальної осі на відстані близько 50 см від площини зовнішньої стіни. Потім, підіймаючи трубу, її наводять на візирну марку і суміщають візирну марку з перехрестям сітки ниток. За допомогою оптичного чи ниткового виска вісь марки проєктують на перекриття і відмічають рисою. Такі ж дії виконують і при другому положенні вертикального круга. Отримують другу риску. Якщо вони не збігаються, то намічають середню риску.

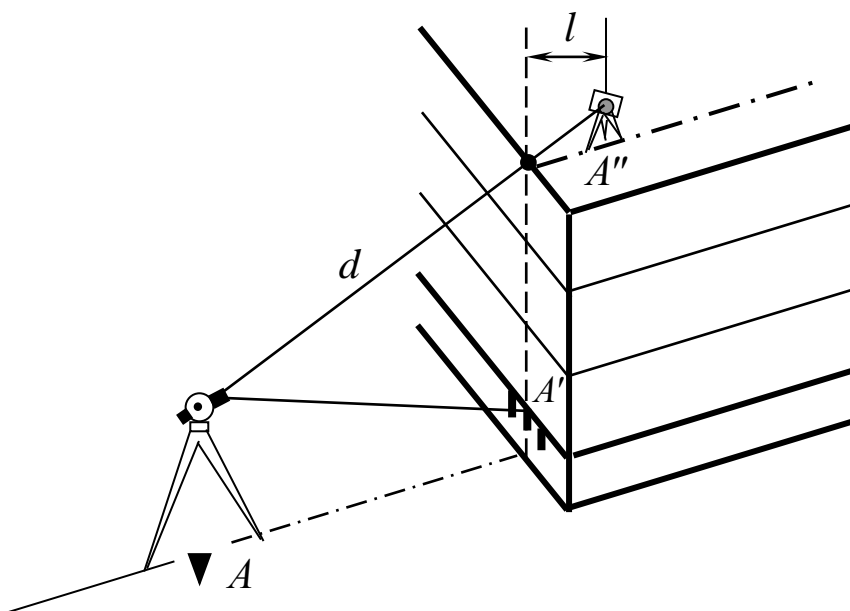


Рис. 8.22. Спосіб поилого проектування

Таким самим способом переносять точку цієї самої осі з протилежного боку будинку. Потім, встановивши теодоліт на перекритті замість візирної марки, за створом винесених точок розмічають у необхідних місцях риски осі. Так само виносять інші осі на монтажний горизонт.

Спосіб похилого проектування можна застосовувати при перенесенні осей для будинків до 12 поверхів. Середня квадратична похибка перенесення осі на монтажний горизонт становить близько  $\pm 2$  мм.

Основними похибками способу нахилого проектування є:

- 1) положення рисок основних чи головних осей споруди ( $m_o$ );
- 2) нахил осі обертання теодоліта ( $m_n$ );
- 3) візування ( $m_b$ );
- 4) нестворність встановлення приладу ( $m_c$ );
- 5) фіксування осей на монтажному горизонті ( $m_\phi$ );
- 6) вплив зовнішніх умов ( $m_{zy}$ ).

Середня квадратична похибка в положенні розмічування точки осі на монтажному горизонті ( $m_T$ ) визначиться за формулою

$$m_T = \sqrt{m_o^2 + m_n^2 + m_b^2 + m_c^2 + m_\phi^2 + m_{zy}^2} . \quad (8.9)$$

У виробничих умовах можна допустити, щоб відхилення бульбашки рівня теодоліта від нуля пункту не перевищувало 0,5 поділки рівня.

Тоді лінійна величина похибок  $m_n$  при висоті монтажного горизонту  $h$  буде дорівнювати

$$m_n = \frac{0,5\tau''}{\rho''} h , \quad (8.10)$$

де  $\tau$  – ціна поділки циліндричного рівня.

Середня квадратична похибка візування обчислюється за формулою

$$m_B = \frac{20''\sqrt{2}}{V^*} \cdot \frac{d}{\rho''}, \quad (8.11)$$

де  $V^*$  – збільшення зорової труби;

$d$  – нахилена відстань від приладу до точки на монтажному горизонті.

Вплив нестворності визначається середньою квадратичною похибкою

$$m_c = m_{\text{ц}} \frac{l}{d}, \quad (8.12)$$

де  $m_{\text{ц}}$  – похибка центрування приладу;

$l$  – горизонтальна відстань від точки осі  $A'$  на фундамент споруди до точки закріплення осі на монтажному горизонті ( $A''$ ) (рис. 8.22).

При попередніх розрахунках точності приймають, що  $m_o = m_{\text{н}} = m_{\text{в}} = m_{\text{с}} = m_{\text{ф}} = m_{\text{з}} = m$ . Тоді

$$m = \frac{m_T}{\sqrt{6}} = 0,41m_T. \quad (8.13)$$

За величиною похибки  $m$  за формулами (8.10 – 8.12) можна визначити необхідну ціну поділки рівня  $\tau$ , збільшення зорової труби  $V^*$  та похибку центрування  $m_{\text{ц}}$  і відповідно підібрати прилад необхідної точності, вибрати спосіб фіксування, прийняти міри для зменшення впливу зовнішніх умов.

Використання теодоліта з лазерним візирним променем дуже зручне при суміщенні осі марки з візирною віссю теодоліта та при розмічуванні рисок осей.

**Спосіб вертикального проектування** застосовують для передачі осей при зведенні багатопверхових будинків або споруд баштового типу. Суть способу полягає в тому, що точку розмічувальної основи, розташовану на перекритті нульового монтажного горизонту, проектують по вертикалі на вищі монтажні горизонти через спеціальні отвори в перекриттях (рис. 8.23).

Проектування виконують за допомогою приладів вертикального проектування ОЦП, PZL та ін. Особливо ефективно застосування лазерних приладів вертикального проектування (LVI та ін.) з лазерним способом центрування (рис. 1.20).

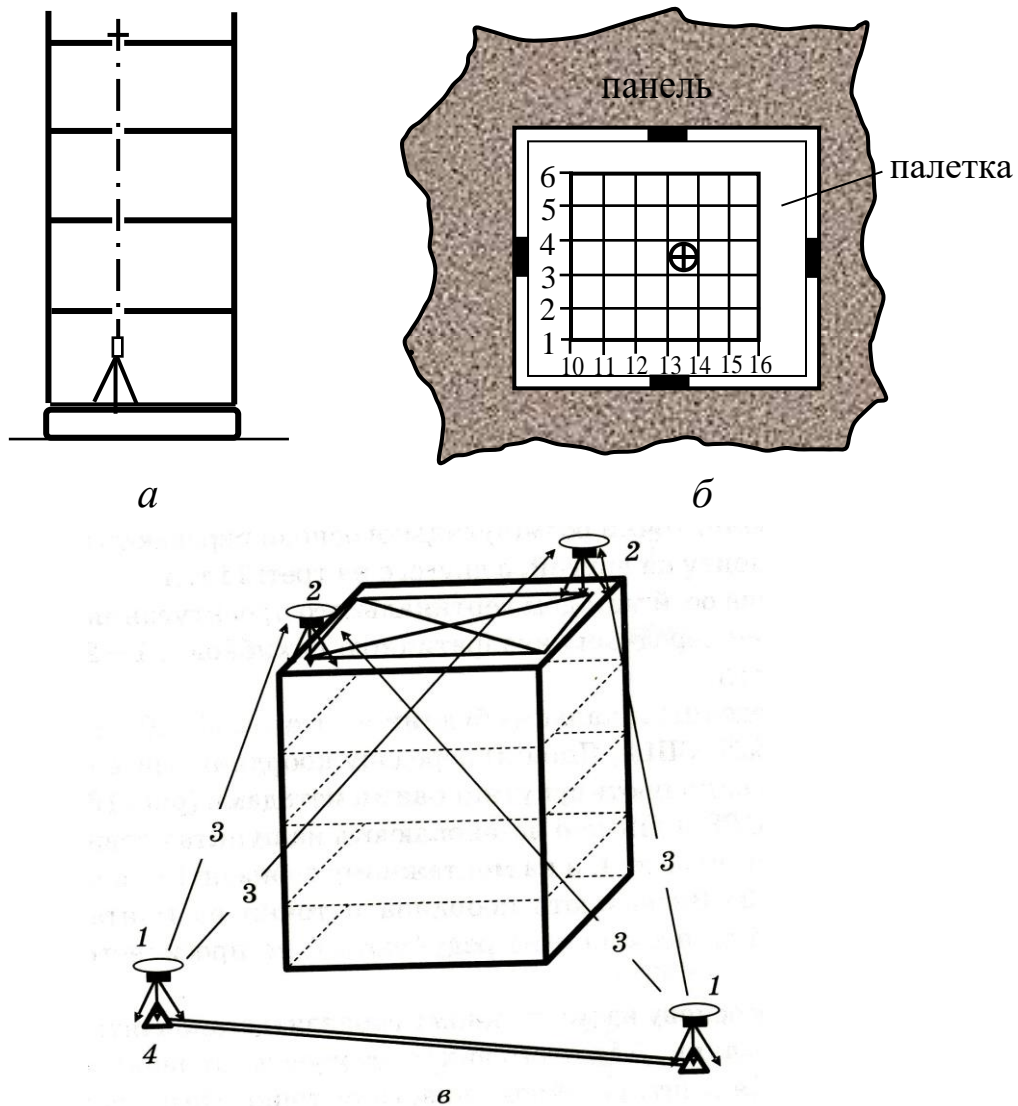
При передачі на вихідному горизонті над знаком центрують прилад вертикального проектування PZL. На монтажному горизонті в отворі перекриття встановлюється прозора палетка (рис. 8.23, б), яка має підписану сітку прямокутних координат. За допомогою візирного променя беруться відліки по палетці. Вони і визначають центр знака на монтажному горизонті. Аналогічно переносять пункти розмічувальної основи з вихідного на вищі монтажні горизонти.

Залежно від технології монтажних робіт застосовують метод наскрізного чи послідовного перенесення осей. При **наскрізному проектуванні** точки опорної основи передають одразу з вихідного на монтажний горизонт. При **послідовному проектуванні** точки розмічувальної основи передають з вихідного горизонту на другий, з другого на третій і т.д.

Точність способу вертикального проектування залежить від похибок:

- 1) положення точки на вихідному монтажному горизонті ( $m_0$ );
- 2) встановлення візирної осі у вертикальне положення ( $m_{во}$ );
- 3) візування ( $m_в$ );

- 4) центрування приладу ( $m_{ц}$ );
- 5) фіксування ( $m_{ф}$ );
- б) впливу зовнішніх умов ( $m_{з\у}$ ).



**Рис. 8.23. Способи вертикального проектування (а,б) та GPS-спостережень** 1) GPS-приймачі; 2) GPS-приймач на монтажному горизонті; 3) – передача диференційних поправок на пункти монтажного горизонту; 4 – пункти опорної геодезичної мережі.

Середня квадратична похибка способу вертикального проектування визначиться за формулою

$$m_{Г_{во}} = \sqrt{m_o^2 + m_{во}^2 + m_{в}^2 + m_{ц}^2 + m_{ф}^2 + m_{з\у}^2}. \quad (8.14)$$



Похибки  $m_{во}$  та  $m_{в}$  можна обчислити за формулами (8.10) і (8.11). Дослідженнями С.П.Войтенко та С.О. Євтіфеева точність вертикального проектування за допомогою PZL обчислюється за формулою

$$m_h = 0,27 + 0,0141h, \quad (8.15)$$

де  $h$  – висота монтажному горизонту.

Загальна похибка послідовного проектування обчислюється за формулою

$$m_{Т_{III}} = \sqrt{m_o^2 + \frac{m_h^2}{n} + (m_{ц}^2 + m_p^2)n}. \quad (8.16)$$

Вважається, що в межах одного поверху похибка впливу зовнішніх умов буде незначною.

При використанні сучасних лазерних приладів із компенсаторами для визначення точності, встановлення візирного променя у вертикальне положення, слід користуватись паспортними даними приладу.

Передача осей методом вертикального проектування характеризується середньою квадратичною похибкою  $\pm 1 - 2$  мм на 100 м висоти.

**Висотну основу** на монтажному горизонті складають робочі репери чи маяки. Для цього використовують закладні деталі в конструкціях, штирі, скоби, пластини тощо. Позначки робочих реперів визначають способом геометричного чи тригонометричного нівелювання.

**Технологія передачі позначки** на монтажні горизонти подібна до передачі позначки в котлован (8.4).

У **способі геометричного нівелювання** з монтажного горизонту на кронштейні підвішують рулетку з тягарем (рис.8.24,

а). На вихідному репері („будівельному нулі”) і на монтажному горизонті в точці  $B$  встановлюють рейки. За допомогою нівеліра на станції I беруть відліки  $a$  – по рейці та  $c$  – по рулетці. Відповідно на монтажному горизонті на станції II шляхом нівелювання беруть відлік  $d$  – по рулетці та  $b$  – по рейці.

Позначка точки  $B$  і точність її визначення обчислюють за формулами (8.5 – 8.7).

За **способом тригонометричного нівелювання** є ефективним застосування електронного теодоліта чи електронного тахеометра, які забезпечують високу точність вимірювань. (рис.8.24,б). На вихідному репері чи в точці закріпленого „будівельного нуля” встановлюють прилад. На монтажному горизонті в точці  $B$  встановлюють відбивач. Вимірюють відстань  $D$ , вертикальний кут нахилу візирного променя  $\nu$ , висоту приладу  $i$  та висоту відбивача  $b$ .

За результатами вимірів і програмного забезпечення електронного теодоліта (тахеометра) на електронному табло в автоматичному режимі отримуємо позначку точки  $B$ .

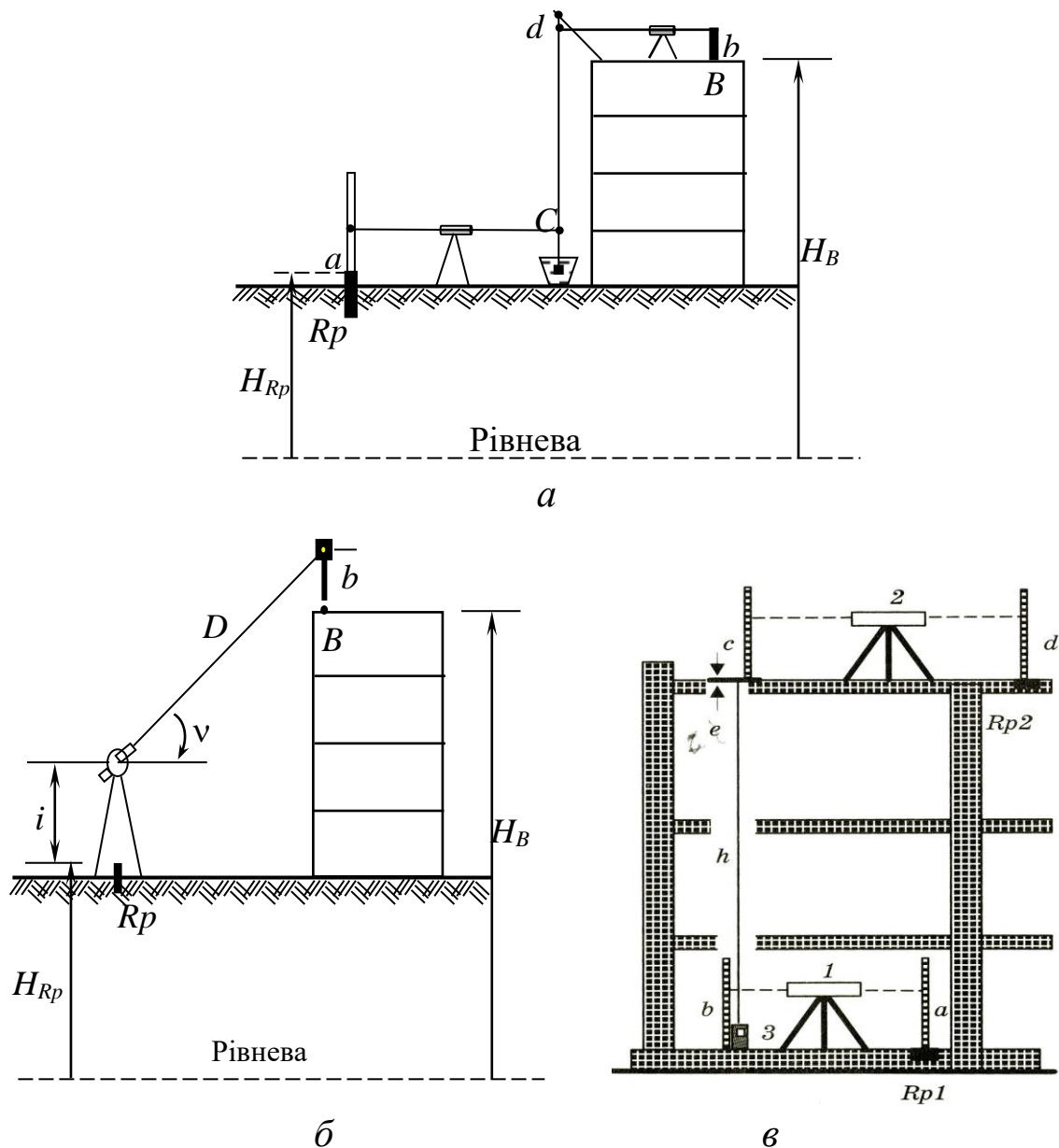
При використанні оптичних теодолітів розрахунки виконують за формулою (8.8).

Якщо нахилена відстань виміряна світловіддалеміром, то позначка точки  $B$  обчислюється за формулою

$$H_B = H_{Rp} + i + D \cdot \sin \nu - b. \quad (8.17)$$

Середня квадратична похибка способу тригонометричного нівелювання складе:

$$m_B = \sqrt{m_{Rp}^2 + \sin^2 \nu \cdot m_D^2 + D^2 \cos^2 \nu \frac{m_\nu^2}{\rho^2} + m_i^2 + m_b^2}. \quad (8.18)$$



**Рис. 8.24. Передача позначки на монтажний горизонт:**  
 а – способом геометричного нівелювання; б – способом тригонометричного нівелювання;  
 в – за допомогою лазерної рулетки.

За технічними характеристиками приладу визначають  $m_D$  і  $m_\nu$  і виконують розрахунки точності значення похибок  $m_{Rp}$ , а похибки висоти приладу  $m_i$  та висоти візирної цілі  $m_B$  технологією розмічувальних робіт зменшують до мінімуму.

На рис.8.24 в показано схему передачі позначки на монтажний горизонт за допомогою лазерної рулетки. На нижньому горизонті

геометричним нівелюванням беруть відліки  $a$  і  $b$ , а на верхньому –  $c$  і  $d$ . Лазерною рулеткою вимірюють висоту  $h$  та товщину прокладки  $l$ .

Позначку на монтажному горизонті обчислюють за формулою

$$H_{Rp2} = H_{Rp1} + (a-b) + h + l + c - d.$$

Після закінчення робіт щодо створення планової та висотної геодезичної розмічувальної основи і монтажу елементів конструкції складають виконавчий рисунок для кожного монтажного горизонту. Методика геодезичної підготовки кожного наступного монтажного горизонту повторюється.

Винесену на монтажний горизонт точку закріплюють і використовують як висотний маяк для монтажу конструкцій по висоті та для виконання виконавчого знімання. При необхідності їх згущають так, щоб було зручно виконувати монтажні роботи на монтажному горизонті. Їх називають висотними маяками чи робочими реперами.

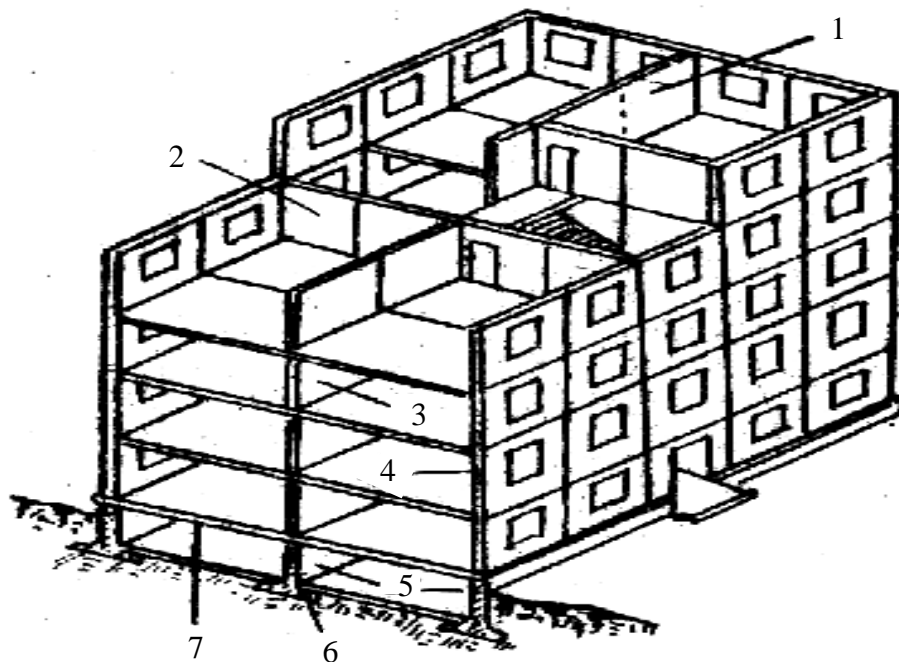
### ***§ 8.7. Геодезичні роботи при зведенні житлових і громадських будинків***

Геодезичні роботи при зведенні надземної частини житлових і громадських будинків полягають у розмічуванні осей елементів конструкцій на монтажному горизонті, встановленні конструкцій у проектне положення і контрольні-монтажні вимірювання точності монтажу конструкцій. Технологічна послідовність геодезичних робіт тісно пов'язана з технологією монтажних робіт. Тому при зведенні збірних будинків технологічні операції монтажу елементів конструкцій і геодезичних робіт взаємопов'язані і супроводжують один одного.

При зведенні багатопверхових будинків широко застосовується збірний залізобетон. Із збірних залізобетонних конструкцій зводять каркаси будинків, сходові марші, стіни та інші частини будинків. В другій половині ХХ сторіччя найбільшого розвитку набуло будівництво із застосуванням великопанельних конструкцій.

Будинки, які зводяться з великих панелей, за конструкцією поділяються на великопанельні безкаркасні та каркасно – панельні.

Великопанельні безкаркасні будинки (рис.8.25) – це панелі, які утворюють стіни, перекриття і перегородки кімнат.



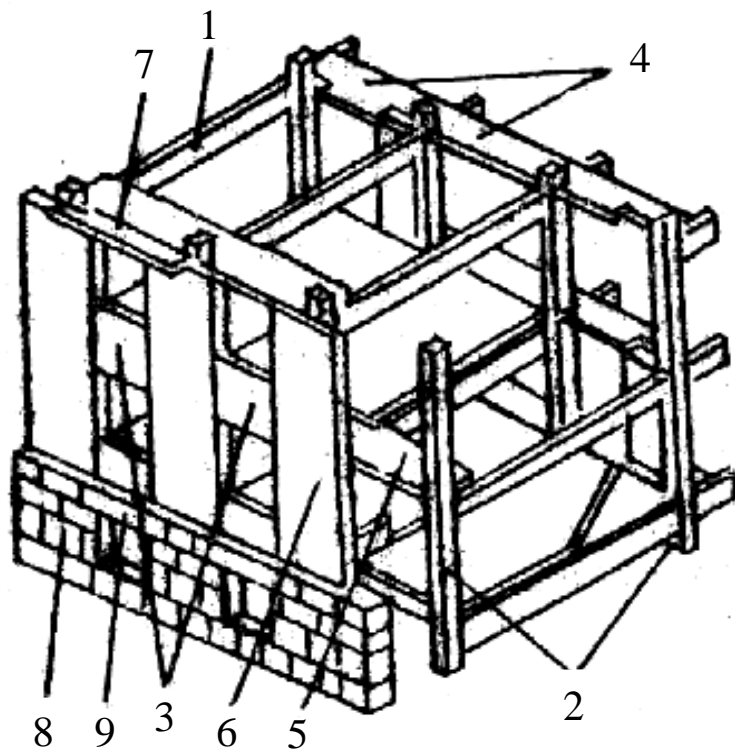
*Рис. 8.25. Схема безкаркасного великопанельного будинку:*

1 – несучі перегородки; 2 – поперечні панелі жорсткості; 3 – несучі поздовжні стіни; 4 – несучі зовнішні стіни; 5 – блоки стін підвалу; 6 – збірні фундаменти; 7 – перекриття першого поверху

Розміри панелей відповідають висоті поверху, кроку поперечних перегородок і прольотам перекриття. Таким чином, основним процесом при зведенні великопанельних безкаркасних будинків є монтаж (встановлення у проектне положення) панелей.

Каркасно – панельні будинки (рис. 8.26) за конструкцією поділяються на колони (залізобетонні або металеві), ригелі, міжповерхові панелі та залізобетонні пояси. Колони і ригелі утворюють каркас будинку. На зведений каркас монтують перекриття і панелі зовнішніх стін.

Після цього обладнують перегородки і санітарно – технічні пристрої. Колони каркаса виготовляють висотою у два поверхи. Тому монтаж каркаса ведеться ярусами висотою у два поверхи відразу. Технологія геодезичних розмічувальних робіт в підготовчий період при зведенні підземної частини будинків типова (§§8.1 –8.5). Тому опишемо технологічну послідовність геодезичних робіт при зведенні наземної частини будинку.



*Рис. 8.26. Схема каркасно – панельного будинку:*

1 – ригель; 2 – колони; 3 – міжповерхові перекриття; 4 – панелі перекриття над коридором; 5 – плита перекриття; 6 – міжстінова панель; 7 – проміжний залізобетонний пояс; 8 – бетонний стіновий блок; 9 – залізобетонна обв'язка.

## 1. Геодезичні роботи при монтажі великопанельних безкаркасних будинків.

Монтаж панелей наземної частини будинку виконується після влаштування перекриття першого поверху (рис.8.25). Геометричним нівелюванням визначають позначки характерних точок перекриття. У разі необхідності цементним розчином вирівнюють поверхню перекриття.

Від точок закріплення осей будинку на перекритті першого поверху за допомогою теодоліта розмічають головні й основні поздовжні та поперечні осі (рис.8.20).

При будівництві висотних будинків на перекритті першого поверху будують вихідну геодезичну основу (див. рис. 8.21). Потім починаючи від неї розмічають поздовжні та поперечні осі будинку.

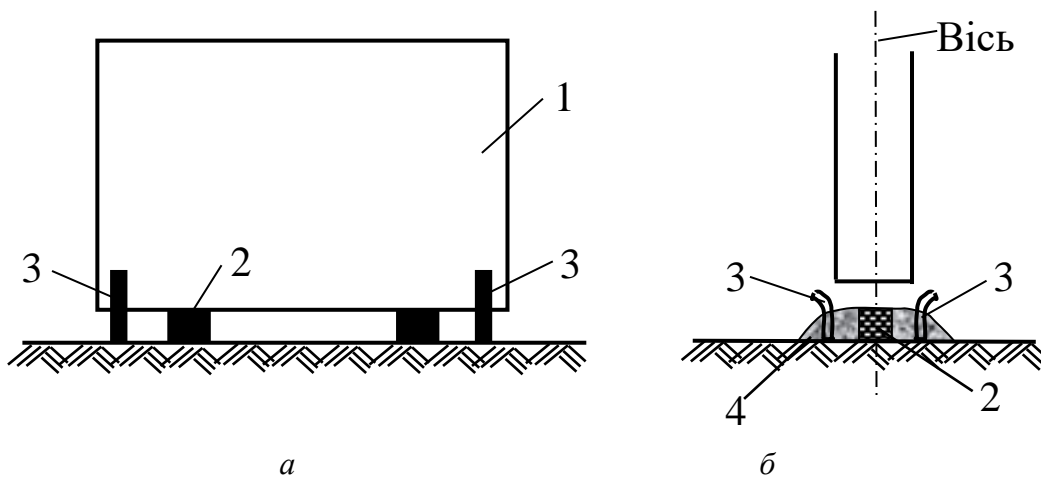
Від винесених основних осей на перекритті виносять усі детальні (монтажні) осі. Для кожної панелі виносять дві риски осей у поздовжньому напрямку й одну – у поперечному напрямку (рис. 7.2 ). Риски наносять у напрямі візирної осі труби теодоліта. Вони служать для встановлення панелей у плановому положенні.

За допомогою геометричного нівелювання на перекритті визначають позначку робочого репера чи маяка. Знаючи висоту панелі, геометричним нівелюванням визначають товщину підкладок (маяків) під кожну панель і встановлюють їх на проектну висоту (рис. 7.9), формула ( 7.2 ) .

Монтаж починається з установаження кутових або маячних (орієнтирних) панелей на цементний розчин, який розстилають на 2...3 мм вище від позначки маяка. У плановому положенні панель встановлюють за рисками монтажних осей. Для підвищення точності встановлення панелей у плані застосовують фіксатори у вигляді стержнів (рис.8.27) з арматури. Їх розміщують вертикально з двох боків від осей стін так, щоб панель опускалася між чотирма стержнями, що виступають над перекриттям.

Фіксатори монтують за осями, які розбивають за допомогою теодоліта чи дроту.

Одночасно нівеліром контролюються правильність встановлення верха панелі (рис. 7.9), формула (7.4). Потім за допомогою висок-рейки або будівельного рівня панель встановлюють вертикально (рис.7.4). Після цього панель закріплюють монтажним пристроєм. Аналогічно встановлюють інші панелі на монтажному горизонті.



**Рис. 8.27. Схема фіксованого монтажу панелей:**

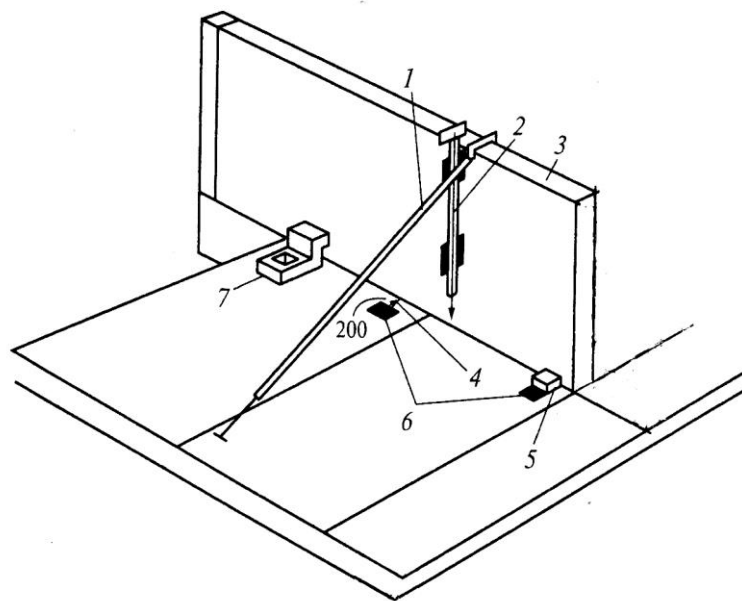
1 – панель; 2 – маяк; 3 – фіксатори; 4 – цементний розчин

Після розміщення всіх панелей на монтажному горизонті виконують геодезичні контрольно-монтажні вимірювання. Вони полягають у тому, що від монтажних осей контролюють правильність встановлення панелей у плані, висок-рейкою чи будівельним рівнем контролюють вертикальність панелей, а геометричним нівелюванням визначають позначки їх верху. Усі відхилення від проектного положення фіксуються на виконавчому рисунку монтажного горизонту. Якщо відхилення недопустимі, то положення панелей виправляють.

Потім роблять монтаж перекриття 2-го поверху. У плановому положенні плити перекриття направляють по верху осей встановлених панелей. Цим закінчується монтаж конструкцій першого поверху.



Монтаж конструкцій другого поверху аналогічний. На перекриття способом похилого (рис.8.22) чи вертикального (рис.8.23) проектування переносять осі. Розмічують монтажні осі, встановлюють маяки, фіксатори і виконують монтаж панелей. Робота закінчується контрольно-монтажними вимірюваннями і складанням виконавчих схем. Якщо положення панелі виправляють, то виконують повторний контроль. Далі методика геодезичних розмічувальних і монтажних робіт повторюється.



**Рис. 8.28. Вивірення панелей:** 1 – телескопічний підкісник; 2 – висок-рейка; 3 – панель; 4 – орієнтирні риски осей; 5 – упор; 6 – вікно; 7 - кутник

Сучасні методи монтажу рекомендують фіксований монтаж панелей. Він полягає у тому, що кожна панель обладнана двома стержнями – фіксаторами вгорі і відповідно до них отворами внизу. Це забезпечує центрування верхньої панелі щодо нижньої. У цьому випадку необхідно з високою точністю виконати розмічування і монтаж панелей першого поверху.

Для забезпечення висотного положення панелей фіксатори виготовляють із гвинтовими шайбами-опорами, які виконують роль маяків.

## 2. Геодезичні роботи при монтажі каркасних будинків

Технологія зведення підземної частини будинку така сама, як описано в §§ 8.2 – 8.5.

З'єднання елементів каркасу досягається зварюванням закладних деталей і колон (рис. 8.26).

Найбільш відповідальними при монтажі збірного каркасу є вузли, в яких стикують елементи збірних колон. Стики колон зварюють або колони опирають одна на одну через ригелі і зварюють. Навісні панелі за конструкцією зварюванням кріплять до колон, ригелів і крайніх плит. Технологія геодезичних робіт розробляється згідно технології послідовного монтажу елементів будинку.

На перекритті першого поверху виконують геодезичне знімання встановлених конструкцій і фіксують фактичне положення осей та позначок будинку, нанесених на змонтованих конструкціях.

До початку монтажу на металеві оголовки колон наносять зубилом установчі риски. На монтажному горизонті розмічають монтажні осі. За допомогою теодоліта на оголовки вже змонтованих колон, що виступають вище від рівня перекриття, наносять риски осей. При цьому враховують різницю (нев'язки) між проектними і фактичними осями змонтованих колон.

Геометричним нівелюванням визначають позначки оголовків, що виступають з нижніх поверхів або площадок обпирання. Порівнявши їх з проектними, обчислюють товщину прокладок, щоб верх розташованої вище колони знаходився на проектній позначці.

Встановлюють колони, орієнтуючись за винесеними рисками монтажних осей і рисками осей симетрії. Після монтажу колон за допомогою сталеві прокомпарованої рулетки вимірюють відстань між осями низу колон у поздовжньому і поперечному напрямках. За необхідності виправляють їх положення і тимчасово закріплюють.

Потім контролюють встановлення колон за вертикаллю за допомогою теодоліта методом колімаційної площини (див. рис. 7.16 ), або способом бокового нівелювання (рис. 7.18). Допоміжну вісь розмічають на відстані 1м від проектної осі колон. Колони висотою на один поверх встановлюють за допомогою висок-рейки або будівельного рівня.

Для монтажу колон рекомендують спеціальні одиночні або групові пристрої-кондуктори. Ці пристрої дозволяють утримувати колону в плановому положенні і за вертикаллю до моменту остаточного її закріплення. Після цього кондуктор знімають і використовують для встановлення наступних колон.

Потім монтують ригелі. На ригелі укладають плити перекриття і сходові марші. Їх монтують із спеціальних пересувних площин, які переміщаються по перекриттях розташованого нижче поверху.

Після закінчення збирання каркаса першого ярусу і остаточного зварювання всіх його елементів встановлюють стінові панелі. Монтаж починають з розміщення кутових стінових панелей, які служать маяками. Місця встановлення панелей розмічають на цоколі або проміжному поясі (див.рис.8.26). Після монтажу простінкових панелей і панелей-вставок виконують їх вивірення за вертикаллю.

На монтажному горизонті кожного ярусу нівелюють верх двоповерхових стінових панелей. За даними нівелювання обчислюють позначку встановлення проміжного залізобетонного пояса (див.рис.8.26).

Вивірку залізобетонного каркаса виконують у такій послідовності :

- 1) за допомогою теодоліта й рулетки перевіряють встановлення у плані кутових колон відносно монтажних осей;

- 2) між кутовими колонами натягують дріт або способом оптичного візування перевіряють відстані між сусідніми зовнішніми і внутрішніми колонами;

3) перевіряють позначки верху і розміщення у плані ригелів та прогонів.

Зовнішні стіни вивіряють ділянками довжиною до 30 м. Спочатку суміщають основні панелі з гранями панелей нижнього поверху. Потім за допомогою приладів перевіряють фактичне положення верху крайніх панелей відносно монтажних осей.

Між крайніми панелями створним способом або бокового нівелювання перевіряють положення проміжних панелей.

Контрольно-монтажні вимірювання супроводжуються складанням виконавчих схем із зазначенням усіх виявлених відхилень елементів конструкцій від проектного положення.

**Застосування сучасних електронних і лазерних приладів,** зокрема електронних теодолітів, тахеометрів, нівелірів; лазерних ротаційних нівелірів (§1.4), приладів вертикального проектування удосконалює технологію забезпечення геодезичних робіт, підвищує їх продуктивність та якість.

Потім виконують монтаж конструкцій наступного ярусу і т. д.

### ***§ 8.8. Геодезичні роботи при зведенні будинків з монолітних каркасів***

Останнім часом переважна більшість висотних будинків зводиться з монолітних залізобетонних чи металевих каркасів, а стіни та перегородки – з цегли або невеликих блоків із різних будівельних матеріалів. Залізобетонний каркас – це суцільні монолітні залізобетонні колони і перекриття.

Технологія геодезичного забезпечення зведення таких будинків і споруд загалом має багато загального з традиційною технологією при зведенні будинків інших конструктивних рішень каркасного типу.

Спочатку від вихідних пунктів планової геодезичної основи виносять основні (головні) осі будинку ( 8.1). Будівельна обноска споруджується згідно з проектом. Однак вона може бути і відсутня.

При влаштуванні котлованів виконують комплекс геодезичних робіт, описаних у § 8.4.

Підземна частина монолітного каркасу зводиться з монолітного залізобетону (рис.8.29).

Для цього, як правило, спочатку забивають поле палей 1 на проектну глибину. На сплановане дно котловану переносять основні чи головні осі будинку струнним способом або способом оптичного візування. Закріплюють їх на дні котловану тимчасовими знаками по два на кожній осі. Згідно з проектом способом перпендикулярів, лінійних або лінійно-створних засічок розмічають положення кожної палі і закріплюють їх тимчасовими знаками по двох взаємно перпендикулярним осям (для прикладу див. рис.8.17).

Після забивання палей відносно осей розмічають планове (по контуру фундаменту) та висотне положення заливного шару бетону. На пальовому полі влаштовують залізобетонну фундаментну плиту (подушку) 2 товщиною 1–2 м (2) зверху заливного шару (підготовки). Від винесених на дно котловану осей розмічають опалубку для влаштування залізобетонної подушки. Верх опалубки встановлюють методом геометричного нівелювання від закріплених на поверхні чи дні котловану висотних опорних точок (рис.8.29).

В отриманому коробі по всій площі будинку встановлюють арматурний каркас з виступами арматури в місцях стін і перегородок підвального приміщення 3.

Після заливки фундаментної плити на неї виносять монтажні осі і розмічають їх під опалубку стін та перегородок підвального приміщення.

Контролюють планове і висотне положення металевих каркасів стін та перегородок. Опалубку встановлюють у плані та по висоті (8.5) згідно з проектом споруди.

Установлюють інвентарну опалубку так, щоб верх суцільної заливної залізобетонної плити дорівнював позначці „будівельного

нуля” ( $H_0 = 0_m$ ). Схематично монтаж опалубки на 1-му монтажному горизонті показано на рис. 8.29.

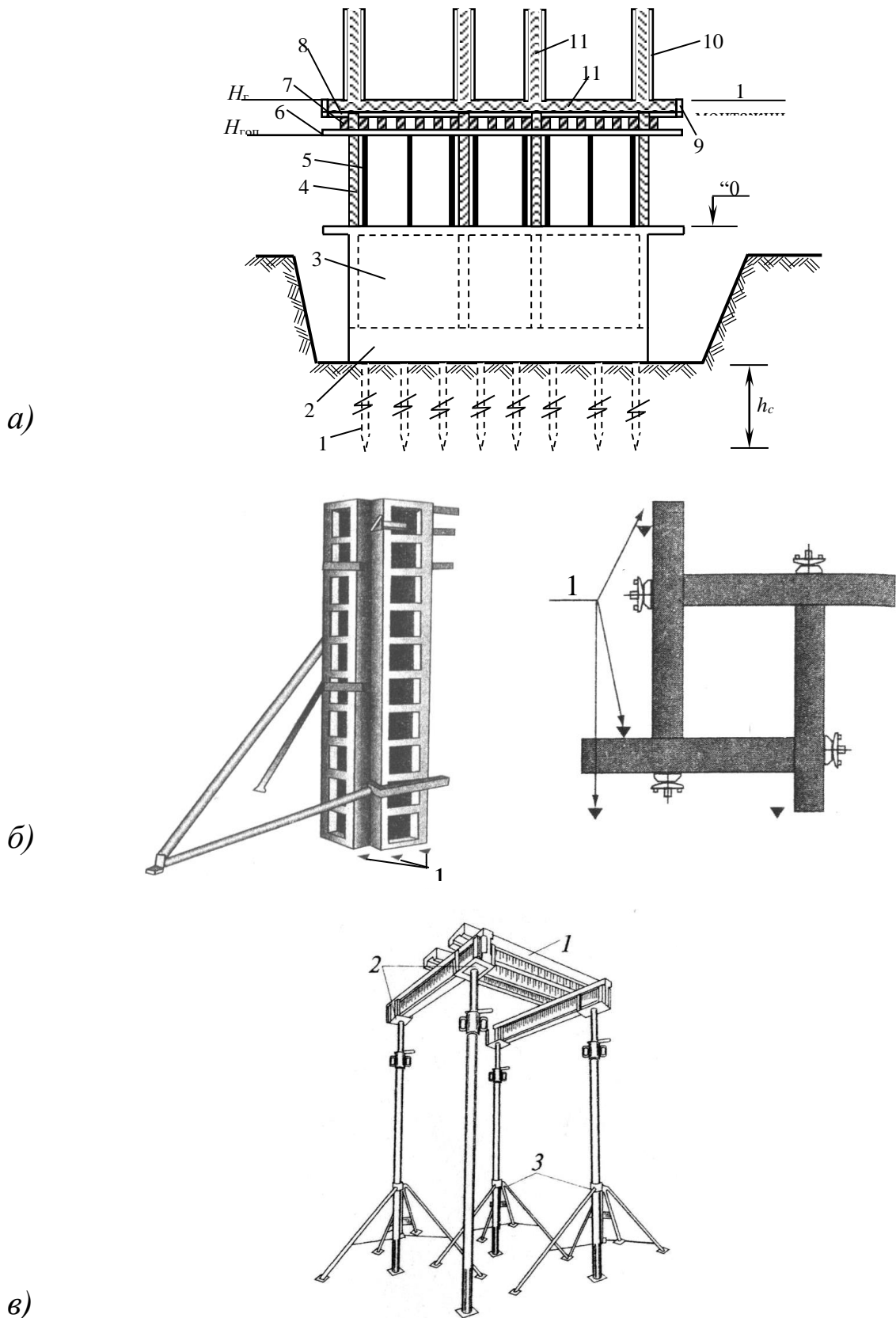
На зведене залізобетонне перекриття нульового монтажного горизонту від точок закріплення основних або головних осей з будівельної обноси переносять та закріплюють осі. Оскільки така технологія використовується при зведенні багатоповерхових будинків, то на нульовому монтажному горизонті розмічають спеціальну геодезичну планову розмічувальну основу (рис. 8.21).

Сторони розмічувальної основи нульового горизонту повинні бути строго паралельними основним осям будинку, а пункти – в місцях можливого влаштування отворів у перекриттях для передачі їх на вищі монтажні горизонти. Пункти закріплюють металевими пластинами на бетоні. Точки фіксують отворами діаметром 1мм або накерненим перехрестям.

Від закріпленої основи розмічають положення монтажних осей для кожної колони способом перпендикулярів, полярним способом, лінійних промірів і т. ін. Розмічають монтажні осі стін ліфтової шахти та сходинок перехідів які, як правило, зводять із монолітного залізобетону.

Під кожну колону від винесених осей встановлюють у плані спочатку металевий каркас 11, а потім короб 10 інвентарної обноси, який внутрішніми стінами повторює геометричні параметри колони. За вертикаллю короб колони встановлюють за допомогою будівельних рівнів, рейки-виска або теодоліта. При одночасному встановленні декількох колон можна застосувати спосіб бокового нівелювання. Верх каркаса встановлюють на проектну висоту. При цьому виходи металевого каркаса колони повинні знаходитись вище позначки верхнього монтажного горизонту (рис. 8.29).

Після бетонування колон опалубку знімають і розпочинають облаштування опалубки для перекриття 1-го монтажного горизонту (рис. 8.29).



**Рис. 8.29** Схема зведення монолітного залізобетонного каркасу: а) 1 – палі; 2 – монолітна залізобетонна фундаментна плита; 3 – підвальні технічні приміщення із залізобетону; 4 –

залізобетонні колони 1-го поверху; 5 – інвентарна оснастка (підпорки); 6, 7 – поперечні та поздовжні рейки (ребра жорсткості); 8 – плити перекриття монтажної оснастки; 9 – оснастка плити перекриття; 10 – коробка оснастки колон; 11 – металевий каркас б) установка опалубки колони: 1 – орієнтирні риски в) монтаж опалубки перекриття: 1 – опорна пластина горизонтального щита опалубки; 2 – штанги для монтажу щита по висоті; 3 – монтажні стійки

Для цього на інвентарні підпорки проектної висоти 5 спочатку вкладають поздовжні рейки (ребра жорсткості 6), а на них – поперечні ребра 7 або навпаки. На них викладають плити перекриття монтажної оснастки 8. Геометричним нівелюванням контролюють, щоб верх плит перекриття утворював горизонтальну площину і дорівнював позначці низу плити перекриття монтажного горизонту.

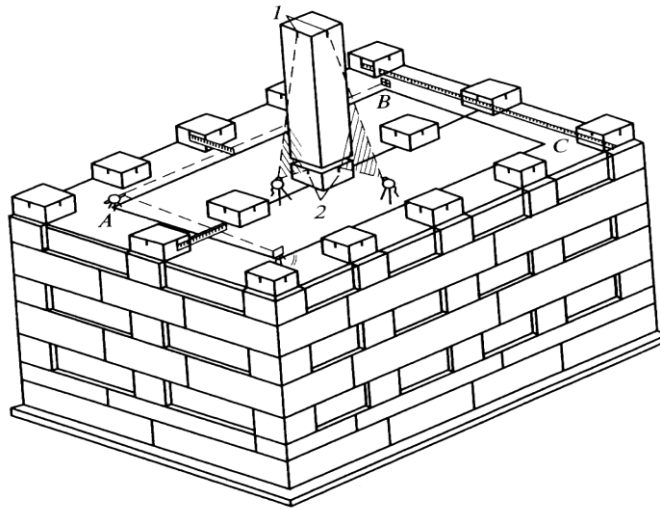
Від виступів поверхонь верху колон розмічають і закріплюють у плані опалубку 9, яка обмежує границі плити перекриття монтажного горизонту.

Далі в отриманому коробі встановлюють металевий каркас і заливають бетон.

Після зняття оснастки методом вертикального проектування передають точки опорної планової основи і висотні маяки на плиту першого монтажного горизонту (§8.6). Геодезичне забезпечення монтажу оснастки для зведення 2-го і наступних поверхів ідентичні.

Після бетонування колон на кожному поверсі, виконують контрольні вимірювання їх планового, висотного положення та по вертикалі. Геометричним нівелюванням контролюють висотне положення плити перекриття монтажного горизонту. В разі недопустимих відхилень похибки виправляють. Далі на кожному монтажному горизонті розмічають монтажні осі для зовнішніх стін і перегородок. Їх, як правило, влаштовують із цегли чи невеликих будівельних блоків.





**Рис.8.30. Схема геодезичних розмічувальних робіт на монтажному горизонті**

На рис.8.30 наведено схему геодезичних розмічувальних робіт та контрольних вимірювань на монтажному горизонті.

Оскільки виправлення монолітних конструкцій досить затратне і потребує багато часу та зусиль, то вимоги до точності геодезичного забезпечення при зведенні монолітних залізобетонних каркасів підвищені.

Технологія геодезичних робіт при зведенні металевих каркасів подібна до технології при зведенні каркасних будинків. Після зварювання вони теж будуть монолітними каркасами. Монтажні горизонти, як правило, перекривають залізобетонними плитами, зовнішні стіни та перегородки роблять із цегли чи панелей.

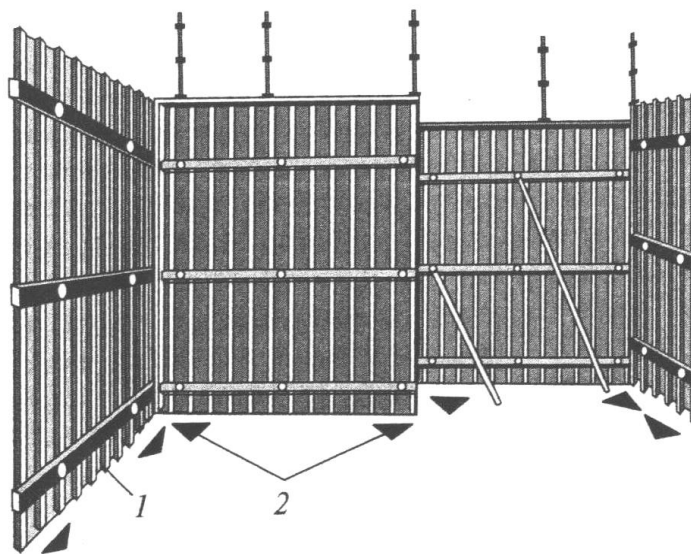
### ***§ 8.9. Геодезичні роботи при зведенні монолітних будинків і споруд***

Нині розроблено і впроваджено технологію зведення будинків та споруд з монолітного залізобетону. Будівництво таких будинків і споруд здійснюють методом поступового нарощування стін будинків. Для цього застосовують інвентарну опалубку, яка буває переставною і ковзною.

Опалубка – це дощата огорожа, яка влаштовується на товщину стіни чи перегородки. Всередині опалубки встановлюється арматура і заливається бетон. Влаштовують опалубку перекриття, встановлюють металевий каркас і заливають бетоном. Після затвердіння бетону опалубку переставляють (пересувають) вгору. Знову встановлюють арматуру, заливають бетон і т.д. Таким чином, конструкція будинку виходить монолітною на всю висоту будинку.

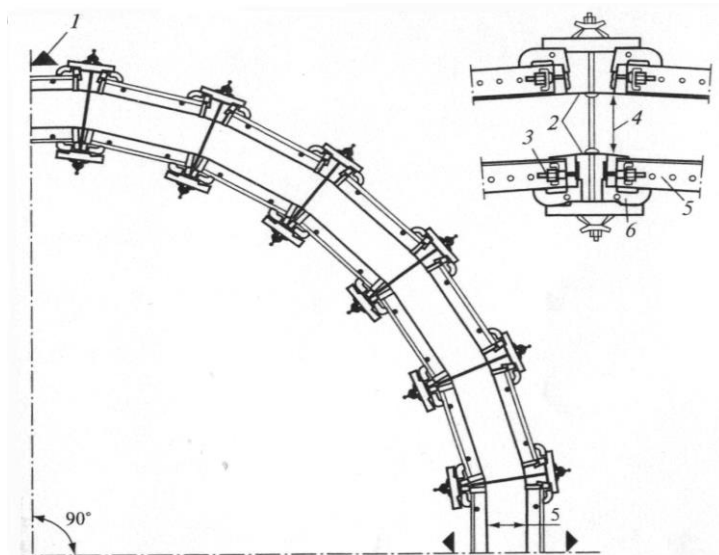
Опалубку встановлюють ручним способом чи за допомогою кранів(26). Розрізняють:

1) **Стінова опалубка** виготовляється за модульним принципом із окремих щитів. Може встановлюватися вертикально і горизонтально (рис. 8. 31)



**Рис.8.31. Розмічування для встановлення вертикальних щитів стінової опалубки: 1 – опалубка; 2 – орієнтирні риски**

2) **Колова опалубка** складається із стандартних заокруглених елементів і спеціальних вкладинок. Розмічування орієнтирів виконують на початку та в кінці колової опалубки (рис. 8.32).



**Рис. 8.32. Розмічування для монтажу колової опалубки:**

- 1 – орієнтирні риски; 2 – рейка; 3 – центруючий зажим;  
4 – простір між щитами опалубки; 5 – щит; 6 – анкер

3) **Опалубка для колон** складається з щитових елементів, виготовлених за геометричними параметрами колон. В процесі монтажних робіт з'єднуються спеціальними кріпленнями.

4) **Опалубка для фундаментів** складається з щитів, має спеціальні кріплення.

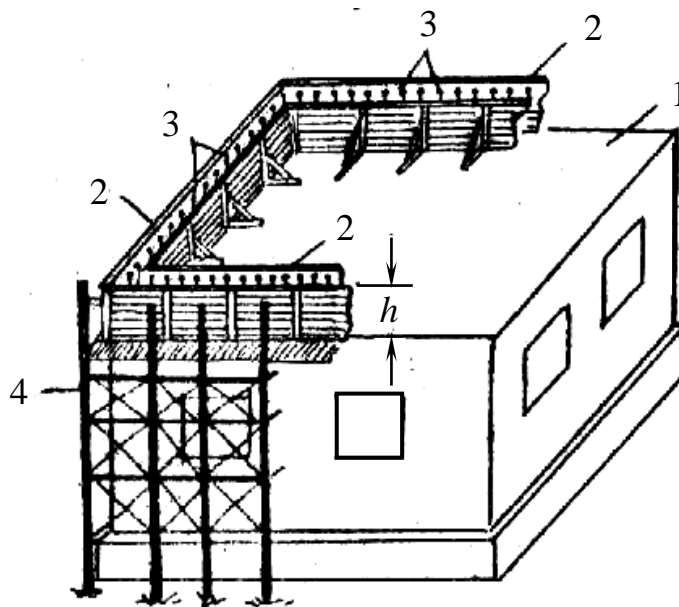
Опалубка встановлюється відносно розмічувальних осей чи ліній паралельних їм, у плановому положенні та методом геометричного чи тригонометричного нівелювання у висотному положенні.

При зведенні монолітних будинків спочатку обладнують їх підземну частину. Проводять планово-висотне виконавче знімання конструкцій підземної частини будинку. Розбивають осі на вихідному перекритті й визначають проектне планове положення та рівень (горизонт) встановлення коробів опалубки.

При зведенні будинку за допомогою переставної опалубки (рис.8.33) на монтажному горизонті за розміченими осями встановлюють короби опалубки на висоту поверху  $h$ . Перевіряють вертикальність коробів за допомогою теодоліта; будівельного рівня чи висок-рейки і закріплюють їх. Потім встановлюють арматуру та заливають бетон.

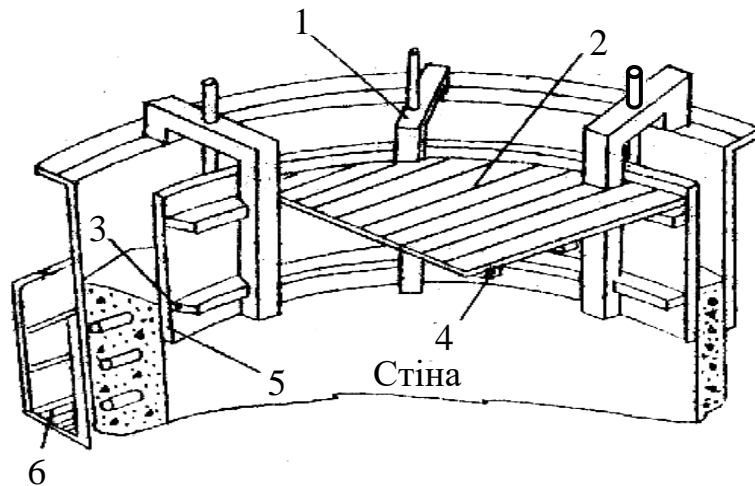
У процесі зведення роблять віконні, дверні та інші прорізи і закладні частини у стінах і перегородках. Після затвердіння бетону опалубку знімають і нарощують до рівня позначки наступного вищого поверху. Знову переносять осі на перекриття й роботи повторюються в такій самій послідовності. Для проведення робіт і влаштування опалубки із зовнішнього боку будинку обладнують спеціальні помости (риштування).

В останні роки елеватори, багатоповерхові будинки, труби, радіо-, телевежі, градирні та інші споруди будують методом ковзної опалубки (рис. 8.34).



**Рис. 8.33. Схема встановлення переставної опалубки: 1 – перекриття монтажного горизонту; 2 – короб опалубки; 3 – арматура; 4 – риштування**

При зведенні не потрібно обладнувати спеціальних підтримуючих помостів. Їх замінюють самі стіни будинків. Опалубка піднімається за допомогою гвинтових або гідравлічних домкратів, спираючись на вертикальні стержні, встановлені в бетон стін будинку.



**Рис. 8.34. Схема побудови ковзної опалубки:** 1 – домкрат; 2 – підлога; 3 – ребра жорсткості; 4 – балка; 5 – опалубка; 6 – риштування

При будівництві з робочої підлоги (настилу – 2) укладають арматуру і бетон. Після затвердіння бетону до необхідної міцності опалубку рівномірно піднімають.

Під час встановлення опалубки контролюють правильність її положення у плані та за висотою. У плані положення опалубки визначають від закріплених на місцевості осей будинку за допомогою теодоліта. Якщо всередині будинку були закладені вихідні знаки розмічувальної основи (рис.8.34), то положення опалубки контролюють способом оптичної вертикалі, іноді нитковим виском. Для цього у зручних місцях опалубки чи настилу закріплюють 3 або 4 координатні палетки (рис.8.23,б). За відліками визначають зміщення опалубки у плані.

Визначають позначки домкратів і верху опалубки способом геометричного чи гідростатичного нівелювання с точністю до 1 мм. Позначки передаються від вихідного на монтажний горизонт за допомогою опущеної рулетки (рис.8.24). Вертикальність перевіряють висками, колімаційною площиною теодоліта чи приладами вертикального проектування. У разі необхідності положення опалубки у плані і за висотою виправляється. Дуже перспективним є застосування лазерних систем.

Лазерна система складається з ротаційного лазерного нівеліра та системи пристроїв з пентапризмами.

На вихідному монтажному горизонті створюється планова основа у вигляді центральної системи із 4 і більше пунктів правильного багатокутника (рис. 8.35) з високою точністю (50) .

У процесі монтажних робіт у центральній точці 0 встановлюють ротаційний нівелір і задають горизонтальну лазерну площину. Над центрами точок 1 – 6 встановлюють пентапризми, які перпендикулярно переломлюють лазерну площину і створюють систему вертикальних лазерних променів. На монтажному горизонті у підлозі пересувної опалубки монтують датчики за схемою і параметрами геодезичної основи. На початковому горизонті їх суміщають з центрами вертикальних лазерних променів системи, коли пересувна опалубка горизонтальна і встановлена в задане планове проектне положення.

У процесі пересування опалубки угору по вертикалі її зміщення фіксуються датчиками, які посилають команди на гідравлічні домкрати і вона автоматично зміщується у планове проектне положення.

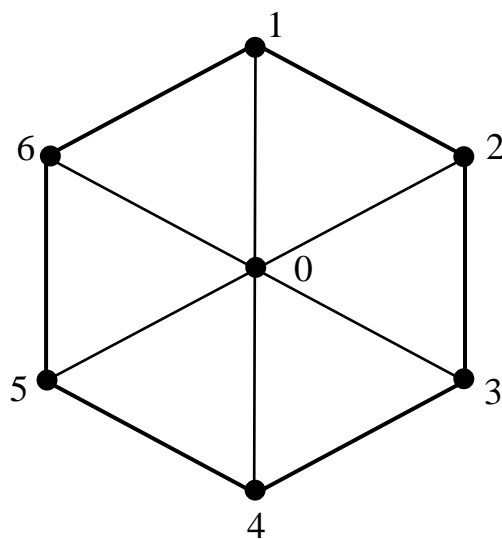


Рис. 8.35. Планова геодезична основа для ковзної опалубки

Горизонтальність підлоги пересувної опалубки контролюють геометричним або гідростатичним нівелюванням.

Монтаж опалубки на проектну висоту контролюють передачею позначки від репера “будівельного нуля”, або від маяків монтажних горизонтів методами геометричного чи тригонометричного нівелювання.

### ***§ 8.10. Геодезичні роботи при зведенні цегляних будинків і споруд***

За сучасною технологією виконання будівельних робіт будинки із цегли зводять до 9 – 12 і більше поверхів.

Методика геодезичного забезпечення при зведенні підземної частини будинку за технологією не відрізняється від зведення будинків і споруд інших конструкцій §§ 8.2 – 8.5.

Після завершення нульового циклу на „0” горизонті першого поверху розмічають основні осі. При зведенні будинків більше дев’яти поверхів необхідно запроектувати і провести вимірювання ліній та кутів спеціальної геодезичної мережі, обчислити їх координати. Передають позначку та закріплюють робочі висотні реperi чи маяк на нульовому монтажному горизонті.

Кладку цегли виконують горизонтальними прямолінійними рядами, утворюючи вертикальні стіни. Відхилення рядів від горизонту допускається не більше 15 мм на 10м довжини стіни. Відхилення стіни від вертикалі – 10 мм на один поверх і до 30 мм на весь будинок.

Для забезпечення горизонтальності стін по периметру цоколя виносять нульовий горизонт чи його дещо зміщують. Відносно нього вкладають декілька рядів цегли зовнішніх стін і на кутах стін та через кожні 10 м розмічають рисками горизонтальний рівень. Поруч з розміченими рисками прибивають вертикальні рейки з поділками чи вирізами на товщину цеглини плюс 10 мм на товщину цементного розчину.

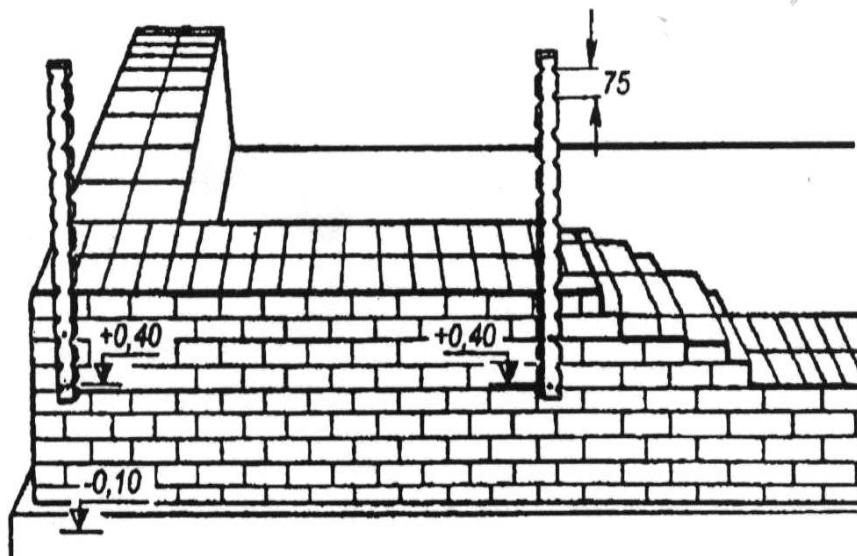
Для постійного контролю горизонтальності цегляної кладки між відповідними поділками суміжних рейок натягують шнур, що утворює пряму горизонтальну лінію кладки цегли (рис. 8.36).

Від винесених рисок основних осей або спеціальної геодезичної основи розмічають монтажні осі для стін і перегородок.

Горизонтальність час від часу перевіряють будівельними рівнями, а вертикальність – нитковим виском або будівельними рівнями. Перевірку вертикальності та горизонтальності кутів цегляних стін виконують через кожен метр їх висоти.

Для віконних отворів розмічають дві взаємно перпендикулярні осі, які повинні збігатися по вертикалі на всіх поверхах.

Вертикальне розмічування віконних та дверних отворів, перекриття монтажних горизонтів виконують рулетками від рисок нульового горизонту, нанесених на зовнішніх стінах будинку.



*Рис. 8.36. Встановлення рейок для укладання цегли*

При зведенні багатопверхових споруд на кожен поверх передають осі і позначки. Від них і виконують розмічування осей стін та перегородок, віконних і дверних отворів.

Після зведення стін на монтажному горизонті методом геометричного нівелювання перевіряють горизонтальність верху



цегляної кладки та її відповідність проектному положенню. Передача позначок на поверхи відбувається методом геометричного чи тригонометричного нівелювання (рис.8.24; 8.25). Позначку верха цегляної кладки дозволяється визначати шляхом безпосереднього вимірювання рулеткою від двох закріплених на цоколі будинку рисок нульового горизонту. Відхилення позначок не повинне перевищувати більше  $\pm 20$  мм.

Вертикальність стін і перегородок на кожному поверсі перевіряють будівельними рівнями або висок-рейками. За можливості можна використати спосіб бокового нівелювання. При використанні ротаційних лазерних нівелірів робочі у процесі укладання цегли можуть постійно самотійно візуально контролювати вертикальність цегляної кладки від видимої лазерної площини.

Вертикальність стіни будинку, якщо її частини розміщені в різних площинах, при контрольних вимірюваннях перевіряють за допомогою ниткового виска з тягарем, підвішеного на кронштейні (рис.8.37,*а*). Більш ефективним і простим за технологією є використання лазерних ротаційних нівелірів (рис.8.37, *б*). Для цього в точці *A* біля стіни встановлюють прилад на штативі чи спеціальному кронштейні і створюють вертикальний лазерний промінь, а краще – вертикальну лазерну площину. Вимірюють відстані між стіною і лазерним променем (площиною). З урахуванням проектної площини стіни обчислюють відстані  $d_i = a_i + v_i : 2$ . Різниця між виміряним на певній висоті  $d_i$  і розміром  $d_0$  на рівні нульового горизонту  $\Delta d_i = d_i - d_0$  і буде характеризувати величину відхилення стіни будинку від проектного положення.

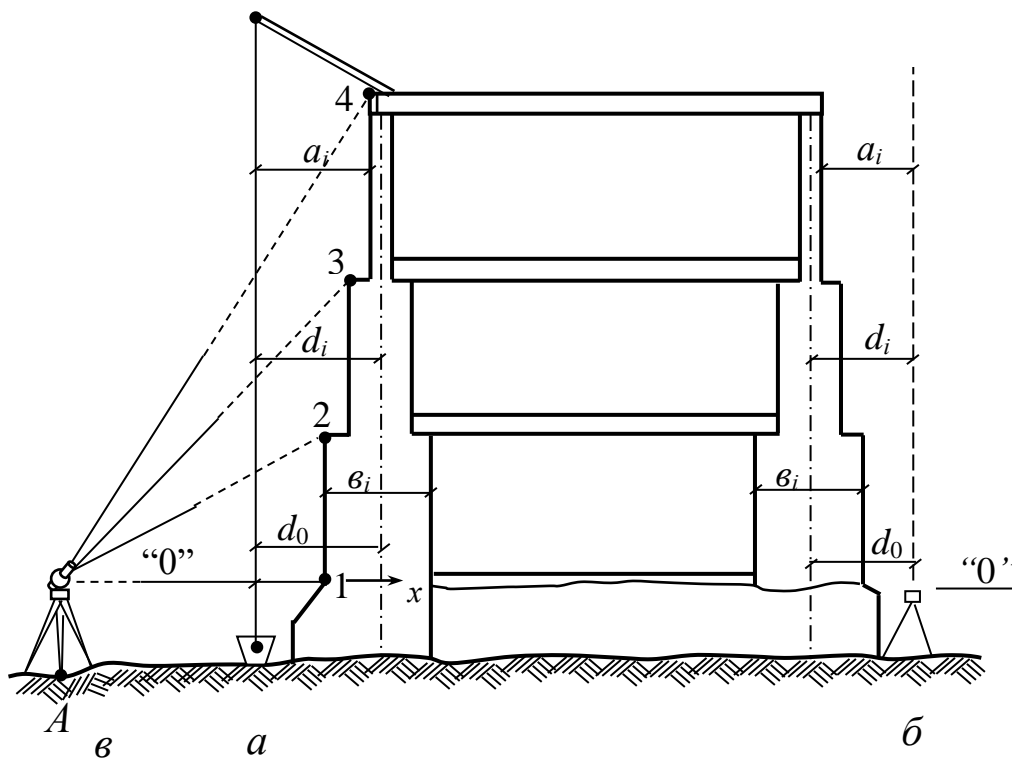
Отвори і місця монтажу інженерного обладнання будинків розмічають крейдою, рисками та перехрестями на стінах всередині приміщень від рисок нульових позначок висоти кожного поверху. Для цього можна використовувати гідростатичний нівелір і риси монтажного горизонту, які

розмічають на сходиноквих клітках. За даними робочих креслень розмічають осі й розміри інженерного устаткування в горизонтальній і вертикальній площинах.

Для зведення сходинок і міжповерхових перекриттів від рисок нульового горизонту, нанесених на сходиноквих клітках, рулеткою розмічають рисками висотне положення поверхів.

Після зведення зовнішніх і внутрішніх стін кожного поверху виконують монтаж плит або панелей міжповерхових перекриттів. Для цього попередньо геометричним нівелюванням перевіряють горизонтальність точок обпирання поверхонь елементів перекриття. Недопустимі відхилення по висоті виправляють цементним розчином і контролюють повторним нівелюванням.

Виконавчі знімання проводять для визначення відхилень від горизонтального і вертикального положення цегляної кладки кожного поверху.



**Рис. 8.37. Вимірювання вертикальності цегляних стін:**

**а** – способом ниткового виска; **б** – способом оптичного лазерного променя чи лазерної площини

Відхилення поверхні цегляної кладки від вертикалі в межах кожного поверху виконується висок-рейками, будівельними рівнями або способом бокового нівелювання від монтажних осей кожного поверху. Горизонтальність кладки стін у межах поверху визначається способом геометричного нівелювання або за допомогою використання лазерних нівелірів.

При використанні безвідбиткових тахеометрів можна з довільно вибраної точки  $A$  по вертикалі визначити координати характерних точок 1, 2, 3, ... і за значеннями координат  $x$  обчислити вертикальність стіни будинку (рис. 8.37, в). Можна застосувати спосіб бокового нівелювання.

### ***§ 8.11. Геодезичні роботи при монтажі промислових споруд***

Найбільш поширеними конструкціями промислових споруд є одноповерхові будинки з крановим обладнанням (наприклад споруди домобудівного комбінату, машинобудівного заводу тощо).

Конструктивно одноповерхові споруди складаються з фундаментів під колони, колон, підкранових балок, підкровоквних ферм, балок або ферм і прогонів, покрівель, панелей (рис. 8.38).

Застосовують сталеві або залізобетонні колони. У поперечному напрямку вони зв'язані балками чи фермами покриттів. Колони встановлюють на збірні чи монолітні залізобетонні фундаменти. Найпоширенішим є спосіб з'єднання колон з фундаментом на закладні деталі і закріплення їх анкерними гвинтами. Підкранові балки залізобетонні або сталеві – таврового чи двотаврового перерізу.

Багатоповерхові промислові будинки проектують каркасними.

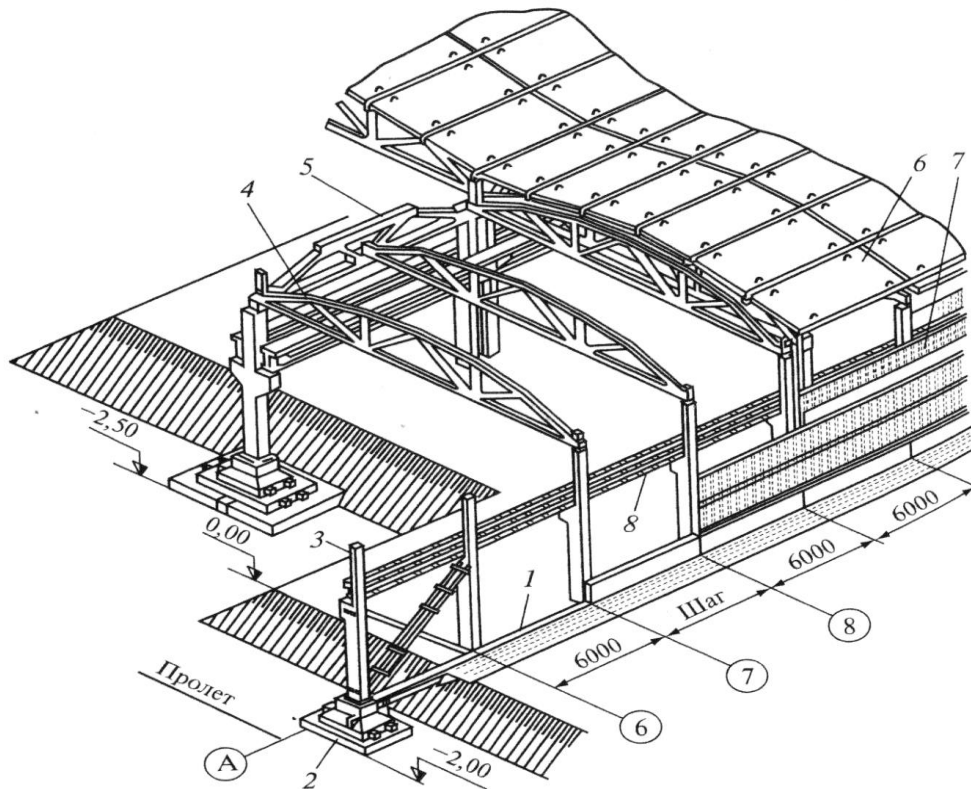
Конструктивно вони складаються з колон, ригелів, панелей перекриття, стінових панелей і сходових маршів і т.д. (див. рис. 8.38).

Геодезичні роботи при монтажі конструкцій промислових споруд ведуть у такій послідовності:

## 1. Розмічування під монтаж блоків або опалубки фундаментів під колони.

При влаштуванні збірних фундаментів їх опускають у підготовлений котлован і суміщають риски на фундаменті з винесеними осями у двох взаємно перпендикулярних напрямках (див. рис. 7.8).

Потім за допомогою нівеліра визначають позначку дна стакана і обчислюють товщину шару підливання розчину так, щоб він був на проектній позначці низу колони (див. рис. 7.11).



**Рис.8.38. Конструктивна схема промислової споруди:**

1,6 – панелі; 2 – фундамент; 3 – колони; 4 – підкрівляна ферма;  
5 – кроквяна ферма; 7 – підкранова балка; 8 – фундаментна балка;

Ⓐ, ⑥ ... – осі споруди

За другим способом фундаментний блок установлюють відразу так, щоб дно стакана чи поверхня монолітного фундаменту була на проектній позначці підшви колони без

подальшої підливки. Цей спосіб потребує підвищеної точності геодезичних робіт та виготовлення конструкцій фундаменту і колони.

Відповідно до третього способу колони ставлять на сталеві опорні плити. В цьому випадку фундамент бетонують на 50...60 мм нижче від проектної позначки підшови плити. Потім вставляють готову плиту, суміщаючи риски осей на плиті з рисками осей на фундаменті. Положення плити за висотою перевіряється геометричним нівелюванням, а регулюється за допомогою підйомних гвинтів так, щоб верх плити був на проектній позначці (див. рис. 7.10 ). Потім під плиту підливають цементний розчин.

## **2. Геодезичні роботи при монтажі колон**

Після монтажу фундаментів встановлюють колони. Їх тимчасово закріплюють. Геометричним нівелюванням перевіряють правильність встановлення колон за висотою (див.рис.7.1). Вертикальність колон перевіряють за допомогою висок-рейки, будівельного рівня, виска чи колімаційної площини теодоліта (див. рис. 7.15...7.17 ).

Кожен технологічний процес будівельно-монтажних робіт супроводжують контрольно-монтажні вимірювання. Після встановлення фундаментів і колон роблять виконавче знімання їх у плані за висотою та вертикаллю зі складанням виконавчих рисунків, на яких вказуються всі відхилення від проекту.

## **3. Геодезичні роботи при монтажі підкранових балок.**

Підкранові балки вкладають на консолі (див.рис. 7.12 ). Перед вкладанням підкранових балок на консолях торцевих (крайніх) колон наносять риски положення осей балок. Для цього відкладають проектний розмір від внутрішньої грані колони до осі балки. Встановивши теодоліт у точці I, візують на точку II. Проектуючи колімаційною площиною (візирною віссю труби), намічають точки  $a_1, a_2, \dots$  на консолях усіх колон (рис. 8. 39).

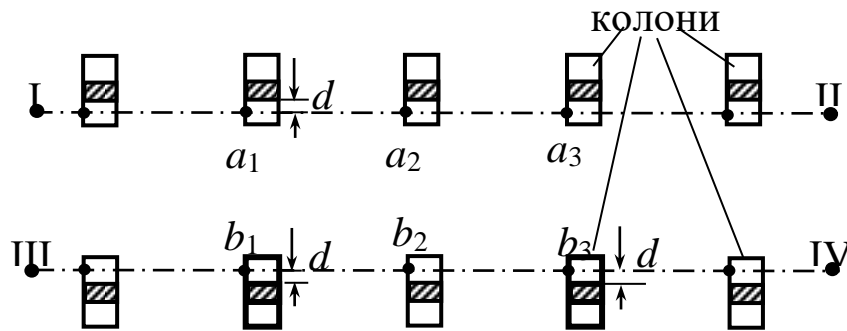


Рис. 8.39. Розмічування осей підкранових балок

Аналогічно розмічають осі по створу III –IV (точки  $b_1, b_2, \dots$ ). Після цього вимірюють відстань  $d$  від точок осей до внутрішніх граней колон і надписують їх фарбою на колонах. Складають виконавчі креслення.

Способом геометричного нівелювання знаходять позначки опорних площин консолей і нульових рисок на колонах. За обчисленими позначками консолей складають поздовжній профіль у великому вертикальному масштабі. За профілем намічають середній рівень встановлення підкранових колій. За середнім рівнем (горизонтом) визначають товщину підкладок під підкранові балки. При монтажі підкранових балок суміщають риски осей балок з рисками розмічувальних осей, нанесених на консолях колон.

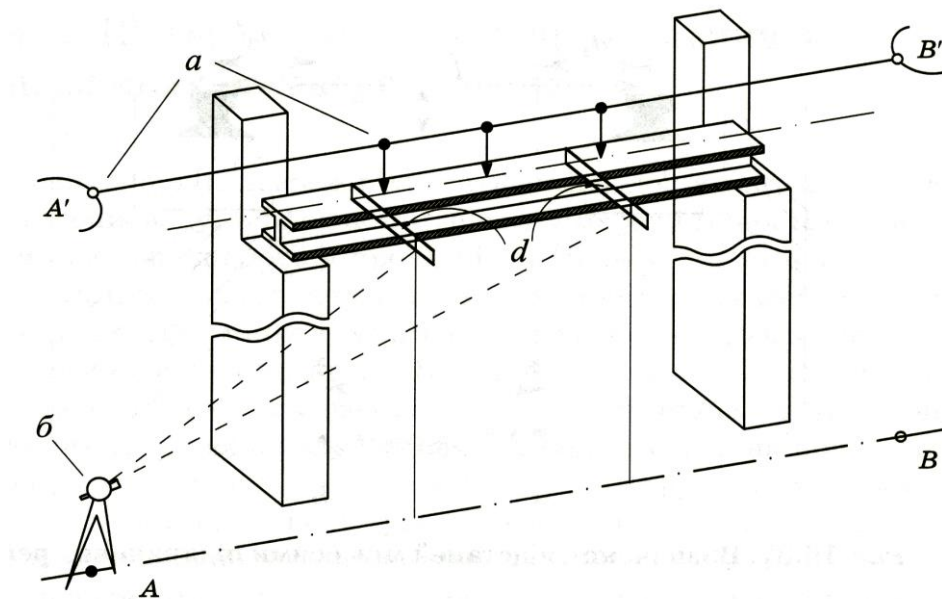
Вивірення підкранових балок проводять після монтажу основного каркасу будинку та підкранових балок. Висота положення балок контролюється геометричним нівелюванням. Для встановлення нівеліра за необхідності обладнують спеціальний поміст (див. рис. 7.12 ). Опора для нівеліра має бути ізольована від підмостків нівелювальника. Рекомендується застосовувати нівеліри з компенсатором. Рейки встановлюють на конус балки кожної консолі. Нівелюють і риски, нанесені на гранях консолей колон, що служать для контролю товщини підкладок.

Після закінчення робіт складають схему розміщення балок на консолях у плані відносно осей і вказують відхилення їх верху від проектного рівня.

## 5. Геодезичні роботи при монтажі підкранових рейок

Підкранові рейки закріплюють поверх підкранових балок після їх остаточного встановлення у проектне положення за теодолітом або виском (рис.8.40) – способом оптичного візування або струнним. Перспективне використання приладів з лазерним візирним променем.

За оптичним способом бокового нівелювання (рис.8.40,б)) на рівні підлоги виносять дві точки  $A$  і  $B$  розмічувальної осі на відстані  $d$  від осі підкранової рейки. Встановлюють теодоліт у точці  $A$ , орієнтують візирну вісь труби по осі  $AB$  на рівень балки і горизонтально прикладають рейку з поділками. Рейку пересувають праворуч або ліворуч доти, доки відлік за рейкою не дорівнюватиме  $d$ . За лівим кінцем рейки відмічають вісь підкранової рейки. Таким самим способом визначають вісь підкранових рейок у необхідних місцях.



**Рис. 8.40. Розмічування для монтажу підкранових рейок:**  
 $a$  – струнним за нитковим виском;  $b$  – за допомогою теодоліта

За струнним способом на конструкціях споруди по обох кінцях осі закріплюють скоби чи інші пристрої. За допомогою

теодоліта на них виносять точки осі рейок  $A'$  і  $B'$ . Між точками  $A'$  і  $B'$  натягують струну. До струни підвішують ниткові виски. При монтажі вісь підкранової рейки суміщають з вістрям тягара виска (рис.8.40,*a*)

Положення другої паралельної нитки рейки можна визначити проміром рулеткою через проліт (рис. 8.41). При вимірюваннях необхідно враховувати поправку за провисання рулетки

$$\Delta l = \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l}. \quad (9.19)$$

Величину  $f$  вимірюють попередньо, натягнувши рулетку вздовж стін.

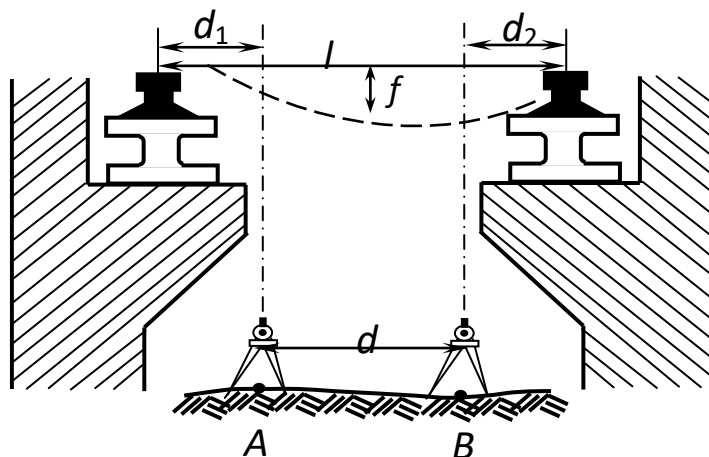


Рис. 8.41. Визначення відстаней між осями підкранових рейок

Для вимірювання відстаней між осями підкранових рейок можна використовувати теодоліт. Для цього на підлозі споруди закріплюють осі  $A$  і  $B$  паралельно осі рейки на відстані  $d$ . Візуючи на верх по рейці способом бокового нівелювання, визначають відрізки  $d_1$  і  $d_2$ . Шукана відстань:

$$l = d + d_1 + d_2. \quad (9.20)$$



Після закінчення монтажу виконуються контрольні-монтажні вимірювання положення рейок у плані та за висотою. Якщо відхилення перевищують допустимі, то проводять рихтовку (виправлення) підкранових колій як у плані, так і за висотою.

Після закінчення робіт складається виконавча схема планового та висотного положення підкранових балок і рейок.

У подальшому забезпечують монтаж у плані та по висоті підкранових ферм, покрівлі та стінових панелей.

### ***§ 8.12. Геодезичні роботи при будівництві підземних інженерних мереж***

На забудованих територіях і промислових майданчиках проходить велика кількість підземних і надземних інженерних комунікацій.

До них відносять:

1. **трубопроводи** – це мережі водопроводу, каналізації, газу, теплофікації, нафти та інших інженерних мереж;

2. **кабельні електричні мережі** високої напруги, електротранспорту, вуличного освітлення, телефонні, радіо-телевізійні мережі;

3. **колектори** – підземні споруди круглого чи прямокутного перерізу великих розмірів ( $> 1,5$  м) для прокладання у них трубопроводів і кабелів;

4. **водостоки** – для відведення дощових і талих вод;

5. **дренажі** – перфоровані бетонні, керамічні, азбоцементні труби діаметром до 200 мм для збору ґрунтових вод.

На території міст їх об'єднують у прохідні, напівпрохідні та непрохідні тунелі. Вихідними матеріалами для розмічування інженерних мереж є генплан, план підземних комунікацій, поздовжні профілі мереж.

Для винесення траси на місцевість розмічають положення колодязів підземних мереж, окремі створні точки, вигини,

примикання й пересічення. Колодязі встановлюють на поворотах траси, в місцях відводів і зміни діаметрів труб. На місцевість виносять точки перетину трас підземних комунікацій. Уздовж трас великої довжини виконують польове трасування.

Характерні точки траси виносять на місцевість від вихідних пунктів геодезичних мереж або твердих контурів місцевості методами перпендикулярів (прямокутних координат), полярних координат, прямої кутової, створної та лінійної засічок.

Точки на поворотах траси прив'язують до геодезичних пунктів і до постійних предметів місцевості. Якщо вони відсутні, то точки траси закріплюють надійними дерев'яними і бетонними стовпами. Поблизу точок ставлять кілочки, на яких указують номер колодязя чи іншої точки.

Для копання траншеї від винесеної на місцевість поздовжньої осі розмічають її контур і здійснюють контрольне нівелювання по трасі через кожні 20 ... 25 м. За різницею позначок поверхні землі і проектних позначок прокладок інженерних мереж обчислюють глибину траншеї – так звані робочі відмітки, які вказують на відповідних кілочках по трасі. Вони служать вихідними даними у процесі копання траншеї.

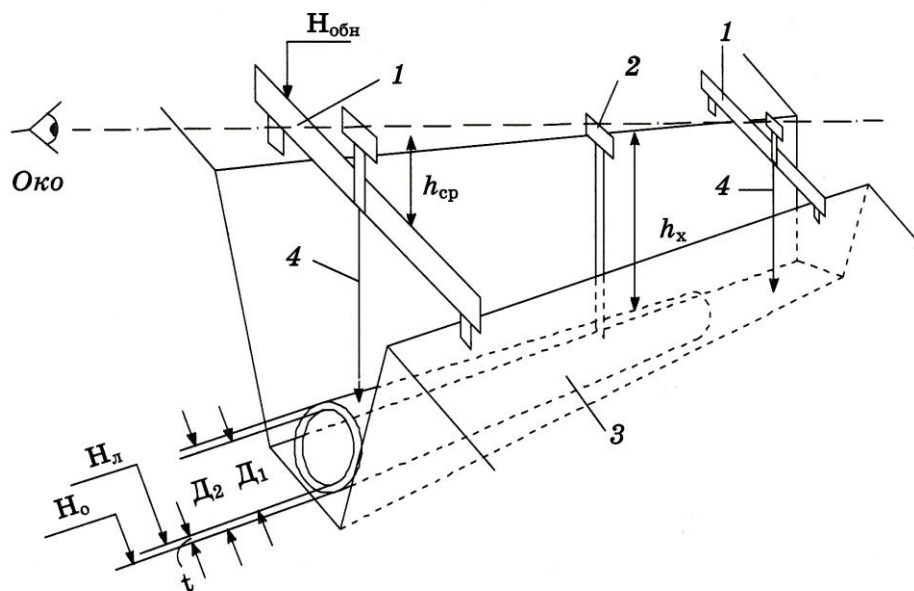
При копанні траншеї її дно доводять до позначки на 10...15 см вище від проектної позначки. Для остаточного зачищення дна траншеї на відстані до осі 50 м у каналізації і 100 ... 150 м на інших трубопроводах, а також у місцях повороту осей і переломах поздовжнього профілю комунікацій встановлюють постійні візирки (рис. 8.42 ).

Постійні візирки складаються з двох стовпів обноси, з'єднаних горизонтальною дошкою. На дошку виносять по створу траси вісь труби і фіксують цвяхом чи рисою. Кожна обноска має підписане пікетне значення. Потім від робочого репера шляхом геометричного нівелювання знаходять позначку верхнього ребра дошки обноси.

Висота Т-подібної стаціонарної візирки (рис.8.42) обчислюється за формулою

$$\left. \begin{aligned} h_{ст} &= H_0 + D_2 + h_x - H_{обн}; \\ h_{ст} &= H_{л} + D_1 + t - H_{обн} \end{aligned} \right\}, \quad (8.21)$$

де  $H_0$  – позначка низу труби;  $H_{л}$  – позначка лотка труби;  
 $H_{обн}$  – позначка обноси;  
 $t$  – товщина стінки труби;  $h_x$  – висота ходової візирки;  
 $D_1, D_2$  – внутрішній і зовнішній діаметри труби.



**Рис.8.42. Укладання труб за допомогою візирок:**

1 – постійна візирка; 2 – ходова візирка; 3 – труба; 4 – висок

При вкладанні труб підземних комунікацій у плані вісь труби суміщають з направленням висків 4, підвішених до обноси, по осі траси. У проміжних точках вісь труби укладають по створу лінії (площини), створеної висками “на око”. В інших випадках теодоліт встановлюють над обнескою чи на дні траншеї. Труби укладають вздовж візирної осі зорової труби, спрямованої по створу осі траси.

У висотному положенні труби укладають за допомогою ходової візирки. Для цього один зі спостерігачів “на око” встановлює ходову візирку 2 так, щоб її верх збігався з лінією верху Т- подібних візирок 1.

При укладанні труб самопливних каналізаційних колекторів з малим ухилом використовують теодоліт чи нівелір. Для цього за допомогою візирної осі зорової труби будують лінію заданого ухилу (рис.5.13), що дозволяє з більш високою точністю вклати труби. Ходову візирку чи рейку за висотою встановлюють, спостерігаючи в зорову трубу приладу.

У глибоких котлованах для зменшення довжини ходових візирок у траншеях влаштовують додаткові обноски. Позначки їх визначають за допомогою рулетки від обносок на поверхні землі. Після вклатання труб та зведенні колодязів перед засипанням траншей роблять виконавче знімання і складають необхідні креслення.

При використанні лазерних приладів задається видимий світловий промінь, за допомогою якого робочі можуть безпосередньо контролювати укладання труб у плані та по висоті по всій довжині створу в довільній проміжній точці.

При влаштуванні траншей використовують спеціальні лазерні системи, що дозволяють застосувати автоматизоване управління робочими органами землерийних машин. Використання лазерних приладів ефективно при влаштуванні трубопроводів самопливної каналізації великого розміру ( $> 800$  мм).

### ***§ 8.13. Геодезичні роботи при вертикальному плануванні місцевості***

При вертикальному плануванні будівельних майданчиків геодезичні роботи полягають у винесенні (розмічуванні) на місцевості точок з проектними позначками, ліній і площин заданого нахилу. У процесі виконання робіт необхідне своєчасне

поновлення точок з проектними позначками та забезпечення необхідною інформацією з метою якісного виконання планувальних земляних робіт. Після закінчення планувальних робіт проводять виконавче знімання спланованої території.

Вихідними даними для вертикального планування є позначки реперів опорної висотної геодезичної основи, картограма земляних робіт, розрізи будинків і споруд, профілі вулиць і проїздів, підземних інженерних мереж тощо.

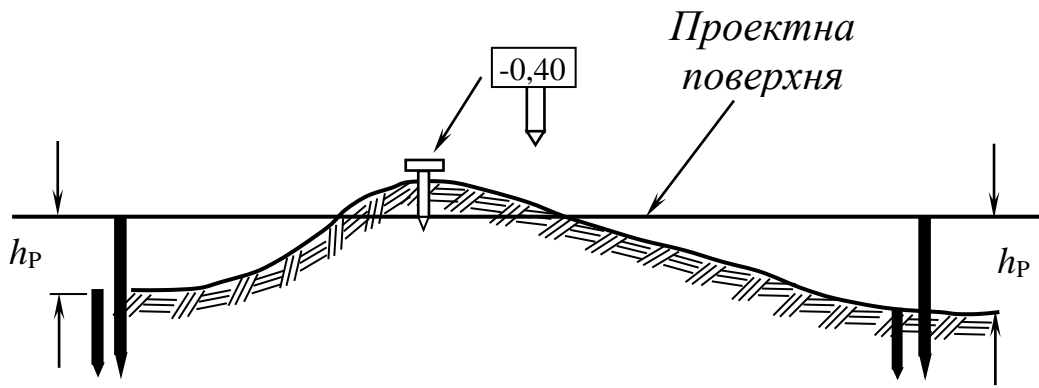
Методи і послідовність виконання геодезичних розмічувальних робіт залежить від методів виконання земляних робіт, землечерпальної техніки, наявності геодезичних приладів. При використанні оптичних нівелірів, теодолітів і лазерних приладів комплекс робіт проводиться в декілька етапів. На великих за площею територіях планування здійснюють окремими ділянками.

На ділянці розмічують сітку квадратів або використовують сітку квадратів, розмічену при нівелюванні поверхні по квадратах, якщо точки збереглися. Нівелюють їх і визначають позначки  $H_i$ . Користуючись картограмою земляних робіт використовують різниці  $h$  між проектними позначками  $H_{п_i}$  і виміряними позначками  $H_{в_i}$  відповідних вершин квадратів ( $h_i = H_{п_i} - H_{в_i}$ ).

Якщо збереглися закріплені вершини квадратів нівелювання поверхні по квадратах, то користуючись робочими позначками  $h_{p_i}$ , взятими з картограми земляних робіт або виміряними  $h_i$ , у вершинах квадратів при насипі піднімають відповідно на ці величини верх кілків. У місцях виїмки на кілках з табличкою виписують глибину виїмки (рис. 8.43).

Розмічування нахилених або горизонтальних площин можна виконувати за методикою приведеною в § 5.5.

Низ виїмок та верх насипів влаштовують на рівні верха кілків, установлених на проектні позначки.



**Рис. 8.43 Схема встановлення кілків при вертикальному плануванні**

У процесі виконання земляних робіт встановлені кілки, як правило, знищуються. Тому після попереднього (грубого) планування місцевості знову відновлюють сітку квадратів. Нівелюють їх вершини та уточнюють величини насипів і виїмок, користуючись різницями між проектними й вимірними позначками точок. Далі процес повторюється до збігання проектних позначок з фактичними позначками землі у межах заданої точності (3 – 5 см).

За другим способом не розмічують сітку квадратів. На місцевості розмічують на проектну висоту вершини ділянок (площин) місцевості з однаковим нахилом. Потім на одній із вершин встановлюють нівелір і приводять візирну вісь нівеліра так, щоб при обертанні труби вона описувала площину, паралельну проектній (§ 5.5). Користуючись рейкою чи візиркою по всій площі в необхідних місцях встановлюють верх кілків на проектну висоту. Цей спосіб дає змогу оперативно, швидко і з достатньою точністю контролювати хід виконання земляних робіт.

Найбільш ефективно застосування лазерних ротаційних нівелірів типу „Геоплан”. За допомогою них на одному із кутів проектної площини чи в будь-якій точці площини можна встановити лазерний прилад так, щоб площина лазерного світлового променя була паралельною проектній площині (§5.5).

У процесі проведення земляних робіт один виконавець може візуально по світловій площині фіксувати відхилення поверхні місцевості від проектної площини та оперативно взаємодіяти з виконавцем земляних робіт, вводячи необхідні корективи.

З метою підвищення продуктивності роботи землечерпальних машин (бульдозерів, автогрейдерів) можна за напрямком їхнього руху розмічувати візирками лінії заданого нахилу чи (горизонтальні) висотою  $i$ . На автогрейдері встановлюють візирку так, щоб її висота від низу леза ножа теж дорівнювала висоті  $i$  (рис.8.44). У процесі планувальних робіт водій автогрейдера утримує верх візирки  $C$  у створі встановлених на проектний ухил візирок  $A$  і  $B$ .

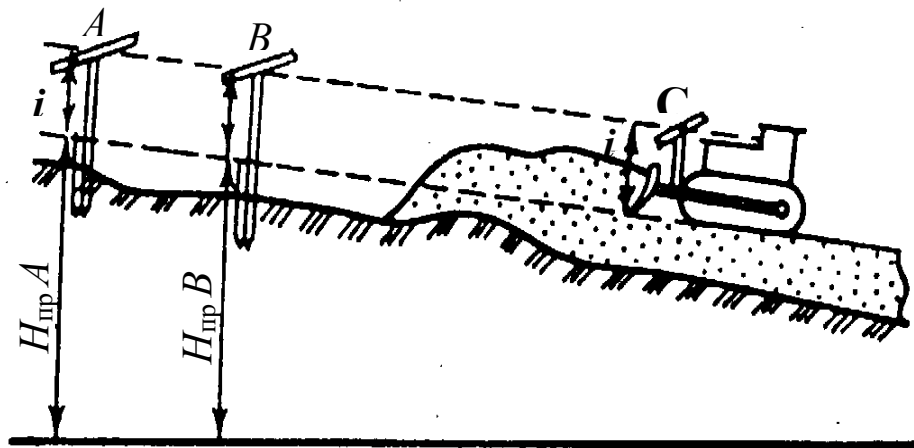


Рис. 8.44 Схема планування рельєфу місцевості по візирках:

A,B – опорні візирки; C – ходова візирка

Механізовані методи виконання будівельних робіт вимагають застосування спеціальних геодезичних приладів і пристроїв, які дозволяють автоматизувати розмічувальні і планувальні роботи.

З цією метою використовують прилади та пристрої, які забезпечують корегування безперервної роботи машин і механізмів так, щоб вони працювали у заданому напрямку, ухилі і на проектній висоті.

При будівництві автомобільних шляхів застосовують системи управління роботою машин і механізмів.

**Система копіювання.** За допомогою геодезичних приладів (теодоліта, нівеліра та ін.) від пунктів опорної геодезичної основи та точок закріплення осі траси автодороги розмічають і встановлюють вздовж траси натягнуту струну. По струні рухається спеціальний датчик, з'єднаний з робочим органом машини, який відхилення робочого органу машини від заданого проектного положення перетворює в електричні сигнали.

Електричні сигнали передаються на механізми управління робочими органами машини і корегують їх роботу згідно проектним положенням. На практиці використовують систему автоматизованого геодезичного управління роботою автогрейдерів „Профіль-20”.

**Лазерні системи управління.** Найбільш зручним способом візуального контролю за працею робочих органів землерийних машин є використання геодезичних приладів з лазерним променем: лазерних візирів, лазерних насадок, лазерних нівелірів і теодолітів тощо.

При плануванні місцевості поблизу межі майданчика встановлюють опорну станцію на висоту

$$H_{\text{сп}} = H_{\text{пр}} + i, \quad (8.22)$$

де  $H_{\text{сп}}$  – позначка приладу над опорною точкою станції;

$H_{\text{пр}}$  – проектна позначка опорної точки;

$i$  – висота лазерного променя над опорною точкою.

Висота лазерного променя опорної станції визначається нівелюванням від реперів висотної основи або закріплених точок проектної площини.

На робочому органі будівельної машини встановлюють станцію, яка приймає світловий промінь. Оператор аналізує

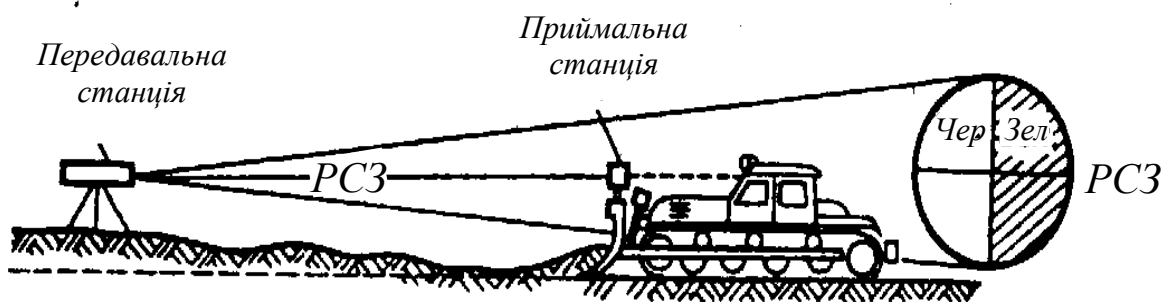


положення світлової плями відносно марки екрана на приймальній станції, і за допомогою гідравлічної системи управління механізмів машина коригує положення робочого органу будівельної машини.

У країнах СНД є досвід застосування приладу управління променем (“лучом”) – ПУЛ. Він складається зі станцій передачі і приймання світлового променя (рис. 8.45).

Передаюча станція створює у просторі лазерний промінь заданого нахилу. За допомогою інфрачервоного фільтра і спеціальної призми промінь розділяється по частотами 900 – 1500 кГц на верхню і нижню частини з чіткою межею між ними у вигляді рівносигнальної зони (РСЗ). По РСЗ здійснюють установа робочого органу машини в задане за висотою положення (рис. 8.45).

За допомогою спеціального фільтра світловий промінь поділяється на червону та зелену частини з поділом по вертикалі. Оператор одночасно за кольором променя корегує рух машини по створу.



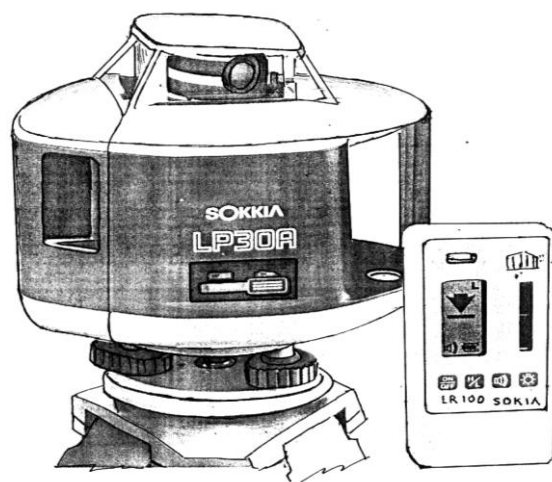
**Рис. 8.45. Схема планування місцевості за допомогою приладу управління променем**

Приймальна станція на робочому органі машини за допомогою електромагнітів діє на гідравлічну систему управління робочим органом, чим забезпечується автоматичне встановлення його в задане положення.

З метою управління і контролю органом землечерпальних машин при плануванні великих за площею ділянок місцевості (міські площі, мікрорайонів на насипних ґрунтах, аеродромів тощо) використовують ротаційні лазерні системи типу AS 112, 112 IR, 114 IR, MP40C, EL 40 HVC, EL40, HVC, QL40, FLSO Multi Liner, LP31AC(S), LP30 з фотоприймачем (рис. 8.45, 8.46), які створюють опорні світлові горизонтальні, вертикальні та нахилені площини.

Найсучаснішими технологіями автоматизації управління будівельними процесами є **використання систем супутникової навігації GPS**.

У практиці виконання геодезичних робіт впровадження GPS-технологій дає змогу автоматизувати управління землечерпальних машин і механізмів. За допомогою багатоканальних приймачів GPS знаходять координати в режимі реального часу. Бортові комп'ютери визначають поправки при відхиленні машин і механізмів від заданого напрямку і за допомогою гідравлічної системи управління повертають робочий орган будівельної машини в задане положення.



*Рис. 8.46. Лазерний нівелір LP30 з радіусом дії до 300 м*

**Системи поздовжнього нахилу** мають спеціальну лижу, яка ковзає по поверхні землі.

Датчики ухилу фіксують відхилення робочого органу від заданого проектного положення, подають сигнали-команди на механізми управління і повертають їх у проектне положення.

**Системи порівняння товщини шару** мають дві межі, одна яких ковзає по реальній поверхні попереду машини, а друга – по спланованій – позаду машини. Спеціальні датчики коригують положення робочого органу машини так, що автоматично витримується проектна товщина шару ґрунту. Ці системи використовуються при плануванні території та на будівництві автодоріг.

Завдання геодезичного забезпечення вертикального планування місцевості полягає у своєчасній підготовці місцевості та встановленні необхідних параметрів робочим органам машин при механізованих методах виконання будівельних робіт. Технологія виконання геодезичних робіт розробляється відповідно технології виконання та рівня механізації будівельних робіт.

## **§ 8.14. Виконавчі знімання**

### **8.14.1. Мета, види та методи виконавчих знімачь**

**Виконавчі знімання** – це сукупність геодезичних вимірювань у процесі виконання будівельно-монтажних робіт і монтажі технологічного устаткування з метою визначення точності винесення проекту споруди та устаткування і виявлення відхилень від проекту.

При здійсненні будівельно-монтажних робіт виконують **поточні виконавчі знімання**, а по їх закінченню – **остаточні (завершальні) виконавчі знімання**.

Поточні виконавчі знімання виконують на всіх етапах геодезичних розмічувальних робіт, монтажі елементів конструкцій споруд і технологічного устаткування. За

результатами виконавчих зніманих встановлюють фактичну точність будівельно-монтажних робіт. Вони одночасно служать для корегування недопустимих відхилень елементів і вузлів конструкцій та забезпечують якісне виконання будівельно-монтажних робіт.

Об'єм і своєчасні терміни виконання зніманих забезпечують виконання наступних технологічних процесів.

Кожен етап виконавчих зніманих завершується складанням виконавчих схем:

- влаштування котловану;
- пальового поля, ростверки всіх видів фундаментів і конструкцій підвалу підземної частини споруди;
- розмічування осей споруд і технологічного устаткування на всіх монтажних горизонтах;
- панелей, колон, балок, ферм, кранових балок, підкранових рейок, перекриттів і покриттів, цегляної кладки та ін..

Звітною документацією поточних виконавчих зніманих є схеми розмічування осей, котлованів, фундаментів, колон, підкранових рейок, поверхові креслення та ін., на яких вказуються проектні і фактичні геометричні параметри монтажних елементів і вузлів всіх конструкцій у плані, за висотою та вертикаллю.

Виконавчі знімання виконують від існуючої геодезичної мережі, закріплених осей, рисунок осей та висот на конструкціях приладами та методами геодезичних розмічувальних робіт (розділ 5).

Точність поточних виконавчих зніманих повинна відповідати точності розмічувальних робіт. Середня квадратична похибка ( $m_k$ ) контрольних вимірювань не повинна перевищувати 0,2 від величини будівельного допуску ( $\Delta_6$ ), тобто  $m_k \leq 0,2 \Delta_6$ .

**Остаточні виконавчі знімання** виконуються для кожного завершеного об'єкту у цілому і використовуються при розв'язанні задач по експлуатації і реконструкції споруди.

На завершальному етапі зведення споруди виконують знімання всіх надземних і підземних споруд, підземних комунікацій, під'їзних колій, вертикального планування та благоустрою території.

Вихідною геодезичною основою служать пункти планово-висотної розмічувальної основи, пункти закріплення осей та ін.

Методи геодезичних вимірювань при остаточних виконавчих зніманнях такі ж самі як і при виконанні знімальних робіт залежно від масштабу знімань і виду споруди.

Підземні комунікації необхідно своєчасно знімати до засипки траншей ґрунтом. За результатами виконавчих знімань складається виконавчий генеральний план у масштабах 1:500 – 1:2000.

Точність остаточних виконавчих знімань повинна забезпечувати графічну точність масштабу генерального плану – 0,2М мм (де М – знаменник чисельного масштабу виконавчого плану).

#### **8.14.2. Поточні виконавчі знімання**

За поточними виконавчими зніманнями на всіх технологічних процесах визначають фактичне положення всіх частин споруди і її елементів, від яких залежить її міцність, стійкість і надійність.

Перелік конструкцій і їх елементів визначається у проекті виконання будівельних (ПВБР) і геодезичних (ПВГР) робіт.

Виконавчі геодезичні знімання виконуються інженерами-геодезистами будівельно-монтажної організації. При зведенні складних і унікальних споруд залучаються спеціалізовані геодезичні підрозділи.

При складанні виконавчих схем використовують робочі креслення проектів споруд.

#### **Виконавчі знімання підземної частини споруд**

На рис. 8.47 наведено приклад виконавчої схеми геодезичних розмічувальних робіт. У разі недопустимих відхилень від

проектних геометричних параметрів виконують редукування положення розмічувальних знаків і повторні контрольні вимірювання кутів і ліній.

Закріплення осей споруд, способи закріплення і тип знаків, фактичне і проектне значення ліній і кутів між розмічувальними елементами.

На виконавчій схемі котловану показують: розміри між осями, відстані від контуру котловану до основних осей споруди, позначки зовнішнього контуру перед початком земельних робіт, проектну позначку дна котловану (99.50), відхилення позначок дна котловану від проектної ( -0,03; +0,02, ...), крутизну укосів (проектну – у чисельнику і фактичну – у знаменнику) (рис. 8.48).

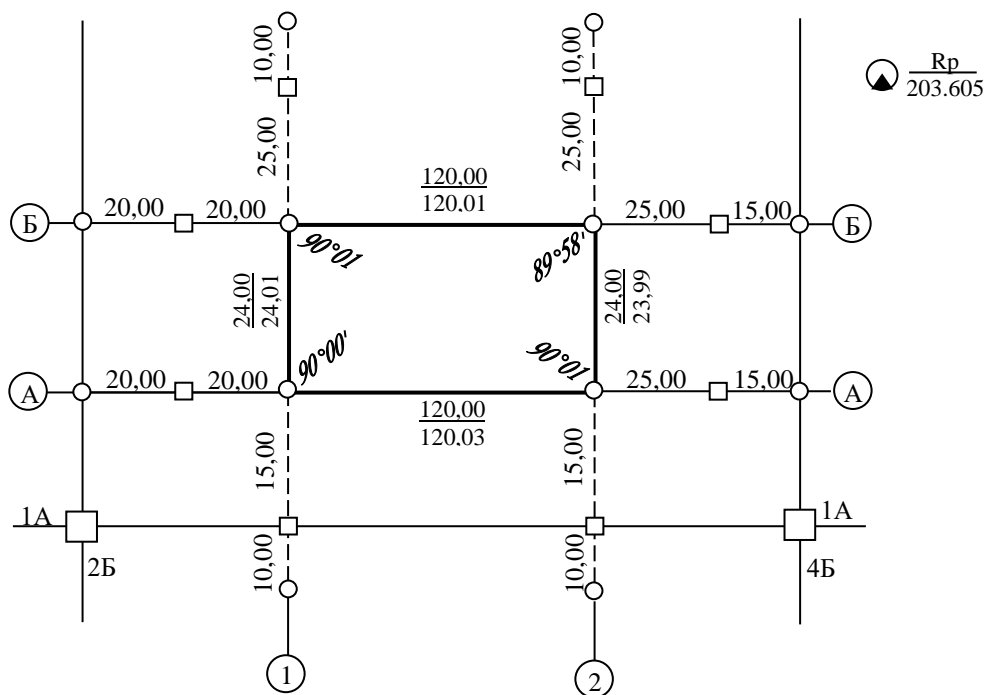
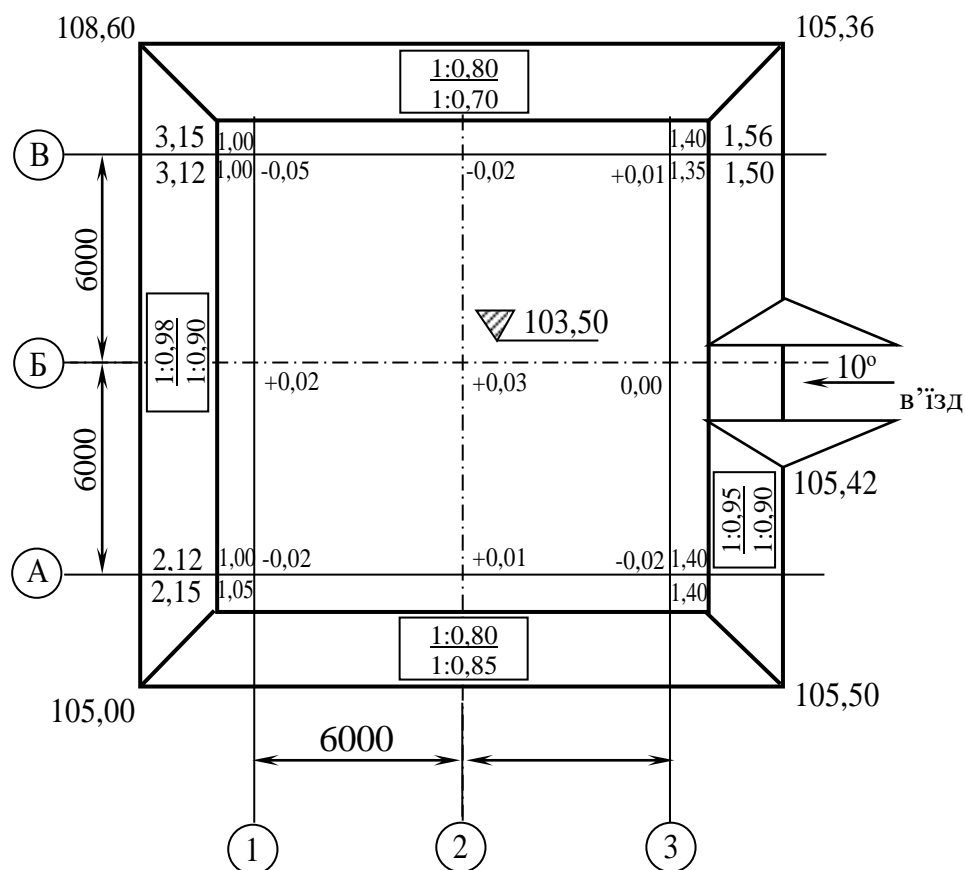


Рис. 8.47. Виконавча схема розмічування і закріплення осей

- – пункт будівельної сітки;
- – металевий стержень забетонований на глибину 1,2м;
- – металевий стержень довжиною 0,5 м;
- ▲ – вихідний репер висотної основи

Граничні відхилення фактичних розмірів від проектних не повинні перевищувати  $\pm 5$  см для лінійних і 3 см – для висотних.

При влаштуванні монолітних фундаментів (лінійного типу чи ростверків) перед бетонуванням виконують контрольне знімання опалубки. Визначають зміщення осей опалубки від проектного положення; відхилення від вертикалі; відхилення у відстанях між стійками, ригелями, прогонами, розкосами та інших зв'язуючих елементів; відхилення внутрішніх параметрів коробів опалубки та інші параметри, які впливають на геометричні параметри монолітного фундаменту.



**Рис. 8.48. Виконавча схема котловану**

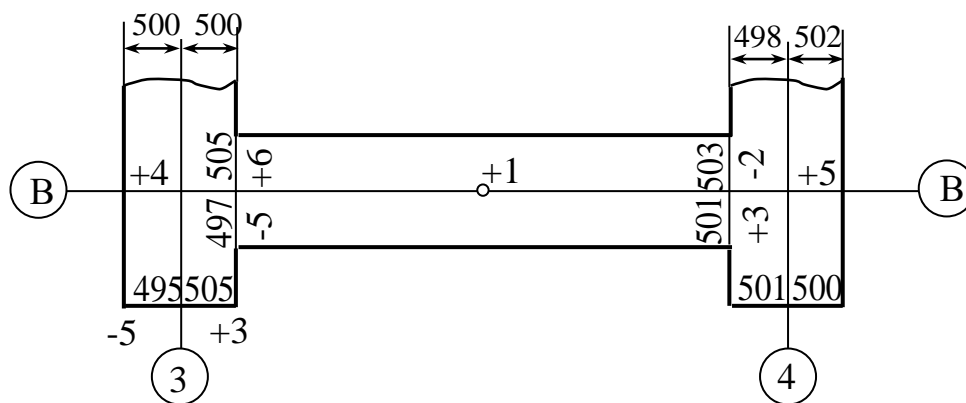
Виконавчі знімання фундаменту виконують після затвердіння та шліфування бетону від осей винесених на верхні і бокові поверхні фундаменту. Нівелювання поверхні фундаменту виконують через кожні 5-10 м від вихідних реперів чи

будівельного нуля. Граничні відхилення не повинні перевищувати 1-2 см у плані і 3-4 см – за висотою.

На рис. 8.49 представлено фрагмент виконавчої схеми монолітного фундаменту.

Для металевих колон виконавче знімання виконують від поздовжніх і поперечних осей та висотних реперів. Виконавчу схему складають окремо для верхньої площини фундаменту та для положення анкерних гвинтів.

Відхилення не повинні перевищувати вимог точності згідно проекту споруди.



**Рис. 8.49. Виконавча схема монолітного лінійного фундаменту:**

500 – фактичні розміри фундаменту (см); +3 – відхилення поверхні фундаменту від проектної позначки в мм.

Виконавчі знімання збірних фундаментів виконується у два етапи. Спочатку визначають розміри основи фундаменту та прив'язку його до розмічувальних осей, позначки опорних поверхонь до їх зачистки та після підливки. На другому етапі визначають такі ж самі геометричні параметри після їх виведення на проектні значення.

Виконавчі знімання поля пальових фундаментів виконується після повного опускання і зрізання паль на рівні низу ростверку. Розмічають осі на оголовках паль чи зміщених на зручну відстань. Вимірюють відстані до фактичних центрів паль від проектного



положення за методами геодезичних розмічувальних робіт (глава 5). Позначки оголовок палей визначають геометричним чи тригонометричним нівелюванням від висотних реперів.

На рис. 8.50 приведено виконавчу схему пальового поля.

Виконавчі знімання стін і перекриттів підземної частини споруди виконують після монтажу плит перекриття і підготовки монтажного горизонту.

На виконавчих схемах показують міжосьові розміри, величину та напрям зміщення цокольних блоків, цегляних і монолітних стін, відхилення від проекту позначок верхньої площини цоколя в точках перетину розмічувальних осей та між ними (рис. 8.51). Визначають відхилення стін від вертикалі. Способи геодезичних вимірювань ідентичні способам виконання розмічувальних робіт та геодезичного супроводу будівельно - монтажних робіт.

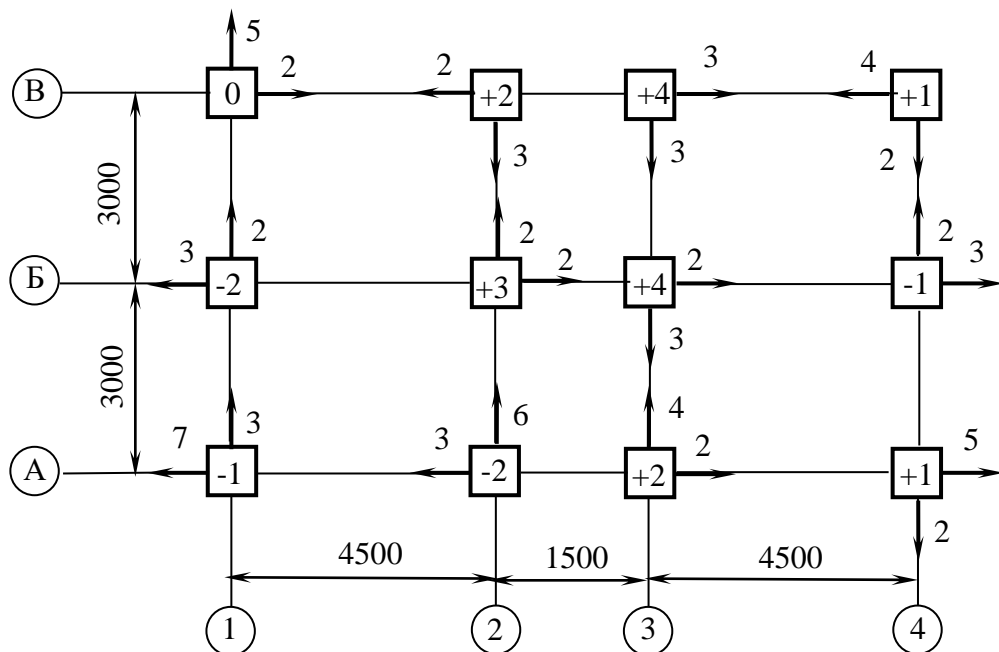
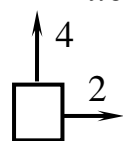


Рис. 8.50. Виконавча схема пальового поля



напрям і величина відхилення центра палі від розмічувальних осей;



відхилення верхнього зрізу палі від проектного положення;



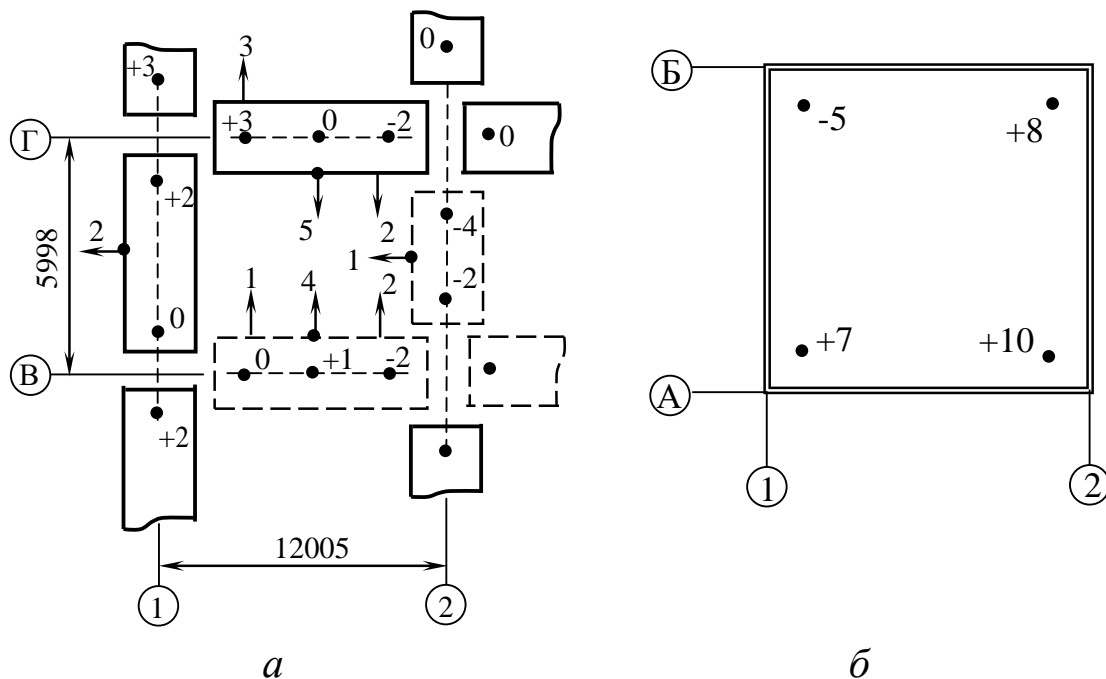
**Виконавчі знімання надземної частини споруд** виконують на кожному монтажному горизонті після монтажу та попереднього закріплення елементів конструкцій споруди.

Планове положення елементів конструкцій визначають від винесених на монтажний горизонт розмічувальних осей споруди. Висотне положення від закріплених на монтажному горизонті висотних маяків. Способи геодезичних контрольних-монтажних вимірів аналогічно способам монтажу елементів конструкцій у плані, за висотою та вертикалі (розділ 6).

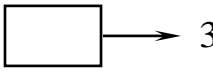
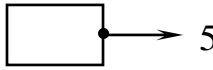
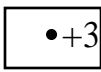
При зніманні планового положення панелей і цегляних стін визначають відхилення їх геометричних осей у площині перекриття (монтажного горизонту) у поздовжньому і поперечному напрямках, відхилення їх по вертикалі у верхньому перерізу. За висотою геометричним нівелюванням визначають відхилення від проектних позначок кутових точок стіни (панелі) її через кожні 5-10 м (рис. 8.53).

При монтажі панелей та цегляних стін відхилення (в мм) від проектного положення розмічувальних осей і висотних маяків не повинні перевищувати:

- зміщення осей панелей (стін) і перегородок в нижньому перерізі –  $\pm 3$ ;
- відхилення площини панелей (стін) і перегородок від вертикалі у верхньому перерізі –  $\pm 3$ ;
- різниця позначок опорних поверхонь перегородок у межах ділянки вимірювання –  $\pm 3$ ;
- загальне відхилення опорних поверхонь панелей перекриття у межах монтажного горизонту –  $\pm 10$ ;
- відхилення товщини горизонтальних швів –  $\pm 5$ .



**Рис. 8.53. Варіант виконавчої схеми монтажу панелей (стін) на монтажному горизонті: а – у плані; б – за висотою плит перекриття**

- 
 3 Напрямок та величина зміщення осі низу панелі з розмічувальної осі;
- 
 5 Напрямок і величина нахилу верха панелі (стіни) по вертикалі відносно низу по її центру;
- 
 Відхилення верха стінової панелі чи верха панелі перекриття від позначки найвищої точки на перекритті (висотного маяка монтажного горизонту)

**Виконавчі знімання цегляних будинків** виконують на кожному поверсі після зведення стін і встановлення віконних і дверних отворів. На виконавчих схемах показують відстані між розмічувальними осями, товщину кладки, вертикальність кутів будинку і стін, позначки поверхів, планове та висотне положення віконних та дверних отворів і плит перекриття.

У каркасних спорудах на виконавчій схемі колон показують їх відхилення у нижньому перерізі відносно розмічувальних осей, величину і напрямок відхилення верхнього перерізу колони відносно її низу, відхилення позначки оголовка колони від

проектної позначки та проектні розміри між осями колон (рис.8.54).

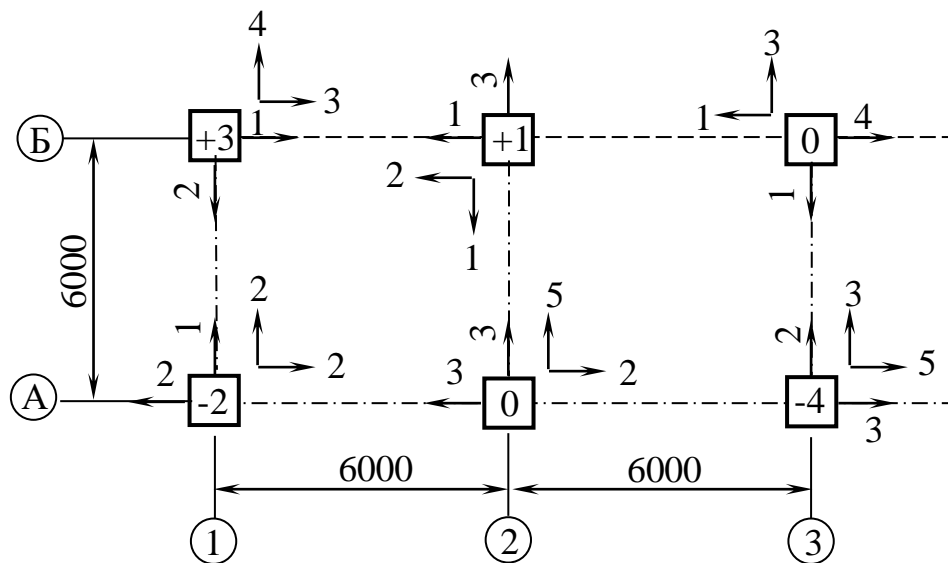
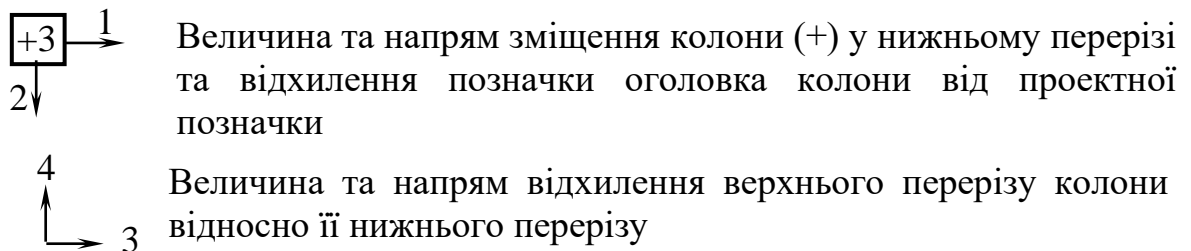


Рис. 8.54. Виконавча схема на монтажному горизонті



**При виконавчому зніманні** ферм (ригелів, балок), які опираються на залізобетонні колони, блочні чи цегляні стіни визначають:

- горизонтальність вузлових точок нижнього поясу ферми способом геометричного чи тригонометричного нівелювання;
- стрілку прогину конструкцій визначають по різницям позначок на кінцях і всередині конструкції (допускається не більше 1:500 її довжини, але не більше 10 мм);
- прямолінійність площини ферми визначають на натягнутій струні чи способом геометричного нівелювання;
- вертикальність площини ферм у середині прогону по відхиленню вузлової точки ферми відносно ниткового виска,

закріпленого у верхній вузловій точці (не повинно перевищувати 1:250 висоти конструкції);

- відстань між осями сусідніх ферм (ригелів, балок, арок) по верхньому поясу, на який спираються панелі перекриття (відхилення від проектних не повинно перевищувати  $\pm 5$  мм).

**Виконавчі знімання підлоги** виконують нівелюванням і влаштовують ізолюючі та оздоблювальні покриття, а потім нівелюють поверхню готової підлоги не рідше чим через 1 м (відхилення не повинні перевищувати вимог проекту споруди).

**Виконавчі знімання ліфтів** включають визначення положення закладних деталей для направляючих кронштейнів та фактичні розміри ліфтової шахти на кожному монтажному горизонті. Вертикальність стін ліфтової шахти визначають способом ниткових висків чи оптичного проектування, які розміщають точно розміру кабіни ліфта. Відхилення стін ліфтової шахти від вертикалі не повинні перевищувати допусків встановлених проектом для конструкції ліфта. За результатами виконавчого знімання складають виконавчу схему для кожної стіни шахти.

В процесі монтажу ліфта контролюють: направляючі кабіни і противаги, вісі буферних підставок, підлебідні балки і рами лебідки, зазори між елементами устаткування.

**Виконавчі знімання металевих конструкцій промислових споруд** виконують у два етапи [ 78 ].

На першому етапі визначають відхилення у позначках і зміщення від проектного положення: опорних місць фундаментів, закладних деталей, анкерних гвинтів, відхилення геометричних розмірів укрупнених конструкцій.

При зведенні складних за конструкцією споруд виконавчі знімання виконують перед та в процесі виробничих випробувань.

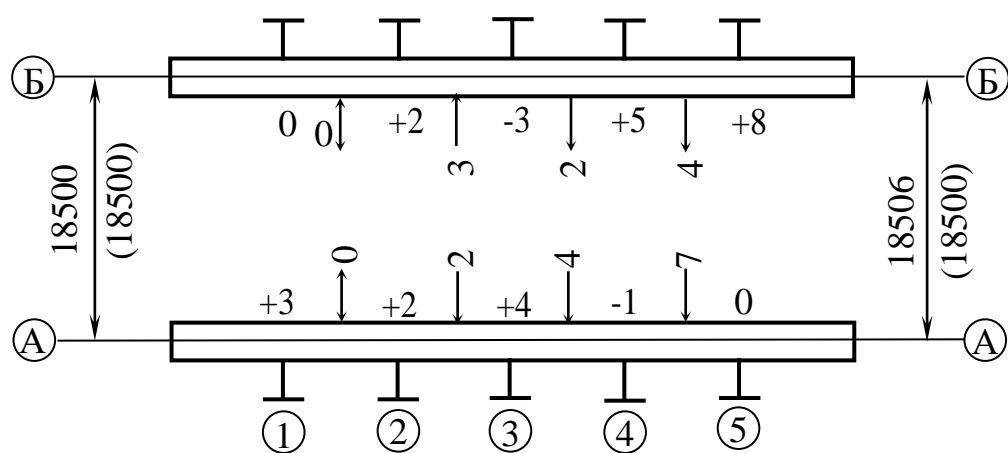
На другому етапі виконують виконавчі знімання всіх елементів конструкцій промислових споруд після закінчення всіх випробувань і передачі споруди в експлуатацію.

Точність геодезичних вимірів кожного разу встановлюється згідно вимог проектної документації.

Для прикладу у промислових цехах виконавчі знімання підкранових рейок призначені для контролю прямолінійності і горизонтальності.

Прямолінійність підкранових рейок вивіряють струнним чи оптичними способами. Вимірюють відстань між осями підкранових рейок. Гранична похибка не повинна перевищувати  $\pm 5$  мм, а прямолінійність кожної рейки – в межах  $\pm 3,5$  мм, середня квадратична похибка – 1,5 мм.

Горизонтальність підкранових рейок перевіряють способом геометричного нівелювання. Для цього спочатку нівелюють опорні поверхні підкранових колон. За результатами нівелювання складають поздовжній профіль, за результатами якого розраховують товщину підкладок чи цементної підливки для кожної опорної поверхні колони.



**Рис.8.55. Виконавча схема підкранових рейок мостового крану**

① – номер осі колони; (+2) – відхилення позначок рейки від проектних;  $\rightarrow 2$  – зміщення осі рейки з осі підкранової балки

При зведенні монолітних споруд методом переставної чи ковзної опалубки на виконавчих зніманнях показують фактичні геометричні параметри споруди у плані та за висотою:

- відхилення ліній площин перетину від вертикалі чи проектного нахилу на висоту конструкції фундаментів, стін і колон;
- відхилення горизонтальних площин на всю довжину контрольної ділянки;
- довжину чи відстань між окремими елементами;
- розмір поперечного перерізу елементів;
- позначки поверхонь і закладних деталей;
- ухил опорних поверхонь фундаментів;
- розміщення анкерних гвинтів у плані та за висотою;
- різницю позначок на стику двох суміжних поверхонь.

**Виконавчі знімання фундаментів під технологічне устаткування та трубопроводи** виконують послідовно згідно технологічних процесів.

Спочатку виконують вимірювання планового і висотного положення всіх елементів фундаменту з точністю до 1 мм. За його результатами розраховують висоту підливки для виведення опорних площин фундаменту на проектну висоту.

Остаточо після встановлення фундаментів у проектне положення виконують із такою ж точністю виконавче знімання у плані та за висотою від розмічувальних осей чи паралельних ліній та робочих висотних реперів на монтажному горизонті.

**Виконавчі знімання вертикального планування** полягають у геометричному чи тригонометричному нівелюванні спланованої поверхні будівельного майданчика та характерним точкам: підмостків будинків, перетинів і зламів профілю доріг, тротуарів, проїздів, по дну відкритих лотків, каналів водовідведення, кюветів та ін.

На виконавчих схемах показують:

- відхилення нахилу спланованої поверхні (не більше 1% на 50 м відстані);
- відхилення нахилу водовідвідних каналів (0,5% на 50 м відстані);
- відхилення осі земельної споруди від проектної ( $\leq \pm 5$  см).



Слід зазначити, що сучасні споруди характеризуються складними конструктивними рішеннями, унікальним технологічним устаткуванням. Тому у кожному конкретному випадку у проекті виконання геодезичних робіт (ПВГР) повинна бути розроблена методика і рекомендовані типові схеми виконавчих зніманих.

Схеми виконавчих зніманих підписуються геодезистом, відповідальним виконавцем робіт і керівником будівельно-монтажної організації. Вони входять до складу обов'язкової виконавчої документації при передачі в експлуатацію зведених будинків і споруд.

Склад виконавчих креслень залежить від виду споруди і вимог проектної документації.

За результатами виконавчих зніманих на звітних схемах повинен бути висновок – “відхилень від проекту по геометричним параметрам немає”.

При наявності недопустимих відхилень виконавча схема (назва, номер документу, дата та ін.) погоджується з проектною організацією.

Виконавчі креслення виконуються на папері чи у електронному вигляді в системі 3D, що забезпечує їх довготривале зберігання.

Точність виконавчих зніманих встановлюється спеціальними розрахунками, вимогами технічної документації та існуючими Державними будівельними нормами і правилами.

### **8.14.3. Остаточні виконавчі знімання**

При остаточних виконавчих зніманнях використовують матеріали поточних зніманих на електронних і паперових носіях.

Геодезичною основою служать пункти і репери державних і розмічувальних геодезичних мереж (розділ 2). Методи

вимірювань такі ж самі, як і при виконанні розмічувальних і знімальних робіт (розділи 4 і 5).

Остаточні виконавчі знімання виконують як у процесі виконання будівельно-монтажних робіт, так і по їх завершенню.

При влаштуванні підземних комунікацій виконують виконавчі знімання їх готовності до засипки траншей. Тільки для самопливної каналізації знімання ведеться після засипки траншей і випробувань труб на гідравліку.

У процесі знімань визначають їх планове та висотне положення, а також збирають всі дані про їх технічні характеристики (кількість прокладок, отворів, колодязів, каналів, діаметр і матеріал труб, тиск у газових та напруга у кабельних мережах та ін.). Перелік технічних характеристик і їх геометричних параметрів визначається технічною документацією проекту споруди.

Виходи підземних інженерних мереж прив'язують до постійних предметів і контурів (рис. 8.56).

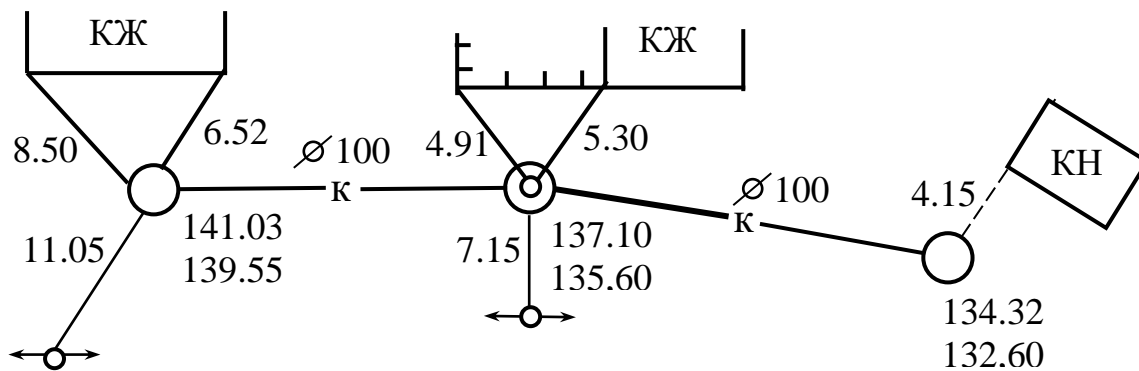


Рис. 8.56. Виконавча схема лінії водопроводу

На промислових майданчиках виконують виконавче знімання автомобільних доріг і залізничних колій методами топографічного знімання. Детально знімають елементи стрілочних переходів, перехідні та кругові криві, положення залізничних колій у плані та за висотою.

Після зведення комплексу інженерних споруд на об'єкті за результатами виконавчого знімання складають **виконавчий генеральний план**.

Розрізняють оперативні, чергові та остаточні генеральні плани.

**Оперативний генплан** ведеться у процесі зведення комплексу інженерних споруд і постійно уточнюється, оновлюється, що дозволяє оперативно надавати геодезичні дані виконавцям будівельних робіт.

Для отримання додаткової інформації про стан і об'єми виконаних робіт на певний термін часу (дату) складають **черговий генплан**. На відміну від оперативного на ньому наносять всі зведенні споруди та в умовних знаках показують стадію виконання будівельно-монтажних робіт.

**Остаточний виконавчий генплан** складають після завершення будівельних робіт, на якому показують всі зведенні згідно проекту будинки та споруди, які передають до експлуатації. Він складається із комплексу топографічних планів у масштабі 1:1000, 1:2000 чи 1:500 (для особливо великих споруд); генеральних планів окремих споруд об'єкта у масштабі 1:200, 1:500 та спеціалізованих виконавчих планів інженерних комунікацій, доріг, залізничних колій та ін.

Виконавчі генеральні плани складають на паперових носіях в умовних знаках. На сьогодні обов'язковим є подання виконавчих генпланів на електронних носіях. Це дозволяє у процесі експлуатації споруд оперативно вносити можливі зміни, які незаперечно завжди виникають.

Виконавчі знімання виконують методами топографічного знімання. Разом з тим, при виконавчих зніманнях для складання генерального плану є свої особливості при зніманні того чи іншого виду інженерних споруд. При цьому додатково збирають технічні характеристики, які використовуються для ефективної експлуатації споруд. При виконавчих зніманнях виникає необхідність у координуванні (у плані і за висотою) великої кількості характерних точок елементів будинків і споруд.

До генерального плану додають:

1)схему та каталоги координат і висот пунктів геодезичної мережі;

2)польову геодезичну документацію;

3)виконавчі профілі всіх комунікацій;

4)пояснювальну записку по геодезичним роботам і спостереженням за осіданнями і деформацією споруд у процесі виконання будівельних робіт.

При виконавчих зніманнях генплану великих інженерних об'єктів ефективно використовувати сучасні лазерні сканери, безвідбиткові електронні тахеометри, фотограмметричні методи, матеріали космічних знімачів.

## РОЗДІЛ 9. ГЕОДЕЗИЧНІ СПОСТЕРЕЖЕННЯ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД

### §9.1. Види деформацій та причини їх виникнення

Деформація споруди – це зміна її форми, геометричних параметрів або просторового положення. Внаслідок конструктивних властивостей, впливу природних та інших факторів споруда в цілому та її окремі елементи зазнають різних деформацій. В основному деформації будівель та споруд залежать від зміщення гірських порід в їх основі. Ці зміщення можуть відбуватися як у вертикальній, так і у горизонтальній площині.

При розробці проекту роблять розрахунок можливих деформацій, що дозволяє вести облік проявлення деформацій при експлуатації споруд. Якщо ж фактичні деформації виявляться більше за розрахункові, то це може призвести до серйозних наслідків: порушенню нормальної роботи обладнання, руйнуванню і т.і.

Деформації ґрунтів поділяються на пружні та непружні – остаточні.

Пружні деформації проявляються у вигляді зміни об'єму та спотворення форми. Причиною зміни об'єму є молекулярні сили пружності твердих часток, тонких плівок води та замкнених бульбашок повітря, а причиною спотворення форми – молекулярні сили пружності та порушення структурної решітки.

Непружні деформації:

а) ущільнення, яке є результатом зменшення пористості (компресійні властивості);

б) набухання – це прояви розклинювального ефекту як результату дії електромолекулярних сил;

в) повзучість – взаємні зрушення структурної решітки; чисто остаточна деформація – руйнування структури, злам решітки.

При динамічних навантаженнях, включаючи й сейсмічні дії, першорядне значення мають пружні деформації.

Непружні деформації (ущільнення та набухання) відіграють головну роль при розрахунках масивних фундаментів по граничних деформаціях основ (для визначення величини повного осідання основ та затухання осідання у часі).

Деформації основ та споруд характеризуються:

а) абсолютним або повним осіданням окремих точок фундаменту, отриманих за результатами вимірювань;

б) середнім осіданням будівлі або споруди  $\bar{S}$ , яке обчислюється за даними фактичних осідань не менше трьох точок фундаменту або трьох окремих фундаментів, розташованих в межах будівлі або споруди;

в) перекосом конструкцій (для відносно жорстких будівель та споруд), що представляють собою максимальну різницю нерівномірних осідань двох сусідніх марок, в  $i$ -му та  $j$ -му, або  $m$ -ого та  $n$ -ого циклів спостережень;

г) креном (для абсолютно жорстких будівель та споруд), який представляє собою нахил (поворот) основних площин всієї споруди в результаті нерівномірних осідань без порушення його цілісності та геометричних розмірів;

д) відносним прогином (або перегином) фундаменту, який представляє собою частку від ділення величини стріли прогину на довжину зігнутої частини будівлі або споруди;

е) крученням, яке представляє собою складне явище, коли два паралельних фундаменту або дві грані суцільної залізобетонної плити мають нерівномірне осідання, спрямоване в протилежні боки;

є) тріщинами, що є наслідком неприпустимих напружень та деформацій, що виникають при нерівномірних осіданнях.

З переліченого видно, що одним із основних факторів, які впливають на надійність та довгостроковість споруд, є осідання останніх, які можна класифікувати:

- а) за причинами, які його викликають;
- б) за характером деформацій ґрунтів в основі будівель (осідання та просідання);
- в) за ступенем рівномірності розподілу його по площині подошви фундаменту (рівномірне та нерівномірне);
- г) за ступенем впливу його на міцність та стійкість споруди (безпечні та небезпечні);
- д) за перевагою того чи іншого фактора опору в процесі ущільнення ґрунтів основ (фільтраційне осідання, або первинне, та в'язко-пластичне, або вторинне);
- е) за характером розвитку повзучих деформацій ґрунтів (загасаючих або незагасаючих).

Часто процес ущільнення ґрунтів під навантаженням проходить досить повільно, з поступовим загасанням або з малою постійною швидкістю. Такі вертикальні зміщення споруд мають назву осідання ущільнення.

Швидко протікаючі осідання недоущільнених ґрунтів, які викликані руйнуванням структури, мають назву просідання.

Осідання споруд може бути рівномірним або нерівномірним. При нерівномірному осіданні фундамент споруди в різних точках має неоднакові величини вертикальних переміщень. Нерівномірність осідання обумовлена різною щільністю ґрунту в основі, неоднаковою міцністю шарів товщі ґрунтів, що стискаються, неоднаковим навантаженням на фундаменти споруд, а також нерівномірним їх завантаженням, впливом завантаження сусідніх фундаментів і т.і.

Нерівномірні осідання в свою чергу викликають нерівномірні зміщення в надфундаментних конструкціях будівель та споруд, що призводить до нахилів, прогинів, викривлень та інших видів деформацій споруд. При значних величинах цих деформацій у фундаменті та стінах будівель можуть утворитися тріщини та розломи.

При малому стисненні ґрунтів основи нерівномірність осідання незначна і не перевищує допустимих величин. У таких випадках виникає рівномірне осідання, тому що абсолютної рівномірності осідання у природі не існує.

При рівномірному осіданні споруди та окремих її конструкцій не виникають додаткові напруження, які могли б привести до появи розривів, тріщин, сколів і т.і. Але великі за абсолютною величиною рівномірні осідання можуть викликати при експлуатації споруди ускладнення і можуть сприяти появі іншого виду деформацій.

Спостерігати за деформаціями необхідно на початку зведення споруди та в перші роки її експлуатації до досягнення стабілізації деформацій.

Ці вимірювання дозволяють:

- оцінити стійкість споруди та її основи і своєчасно прийняти профілактичні заходи щодо їх усунення;
- оцінити якість будівництва, що може сприяти коригуванню методів виконання робіт;
- перевірити та уточнити розрахункові формули, використані в проекті, об'єктивно оцінити якість проекту;
- вивчити закони виникнення деформацій в різних умовах для розробки методики їх прогнозування.

Геодезичні спостереження за деформацією будинків та споруд, їх основ та конструкцій в процесі будівництва та експлуатації виконують за спеціальною програмою (проектом), яку розробляє проектно-вишукувальна організація.

В програмі вказують:

- а) конструкції будинків, споруд, за якими слід вести спостереження;
- б) розташування опорних (вихідних) реперів та деформаційних марок;
- в) періодичність спостережень;



- г) необхідну точність;
- д) прилади та їх дослідження;
- е) методику вимірювань та камеральне оброблення результатів;
- є) види звітної документації (календарний план, кошторис та склад виконавців).

## **§9.2. Організація спостережень за деформаціями основ та споруд**

Роботи по визначенню деформацій основ та споруд складаються із наступних етапів:

- а) організаційного;
- б) виконання польових спостережень;
- в) оброблення польових спостережень;
- г) визначення параметрів осідання та відносної величини деформації основи споруди.

На першому етапі роботи проектна організація складає технічне завдання на виконання спостережень, яке містить проект розміщення реперів і осідальних марок та вказівки відносно точності визначення осідання, періодичності та тривалості спостережень.

На підставі технічного завдання геодезична служба, якій доручено вести спостереження, складає проект виконання геодезичних робіт (ПВГР).

Проект повинен вміщати схему розміщення опорних реперів та їх типи, конструкцію осідальних марок та способи їх закріплення, схеми та способи побудови геодезичних мереж, розрахунок точності і методику виконання спостережень, способи оброблення результатів вимірів. В проекті повинно бути обгрунтовано розрахунок чисельності та складу виконавців, перелік необхідного устаткування, кошторис робіт та вказаний термін їх виконання.

Після затвердження проекту на місцевості закріплюють знаки вихідної геодезичної основи та деформаційні марки.

При дослідженні осідань, польові роботи починають із створення на об'єкті єдиної висотної основи, для чого прокладаються нівелірні ходи по всіх реперах, встановлених на об'єкті. При дослідженні горизонтальних зміщень основ та споруд, польові роботи починають із створення планової опорної мережі.

Нівелювання виконується через два місяці після закріплення реперів [84], як правило, за програмою I та II класів точності. Кутові вимірювання на пунктах опорної планової мережі ведуть за спеціально розробленою програмою, з точністю не нижче триангуляції 2 класу.

Надійність геометричного зв'язку між реперами та пунктами планової мережі періодично перевіряється. Позначки реперів та координати пунктів визначають в державній системі висот та координат. Для цього роблять прив'язку спеціальних мереж до пунктів Державної планової та висотної геодезичних мереж. В окремих випадках дозволяється створення планової та висотної мережі на об'єкті в умовній (місцевій) системі координат та висот.

Після створення на об'єкті висотної (планової) основи розпочинають геодезичні спостереження з визначення вертикальних та горизонтальних деформації фундаментів та споруд. З цією метою між вихідними реперами прокладаються нівелірні ходи з включенням до них всіх осідальних марок та вимірюванням на пунктах планової основи. Такі спостереження повторюють періодично відповідно до календарних планів робіт.

Одночасно з нівелюванням осідальних марок вимірюють температуру тіла споруди, визначають рівень та хімічний склад ґрунтових вод та ряд інших величин, які дозволяють скласти правильний висновок про причини виникнення осідання.

Приведемо узагальнену схему комплексу робіт зі спостережень за деформаціями інженерних споруд.



**Рис.9.1. Узагальнена схема комплексу робіт при спостереженнях за деформаціями будинків та споруд**

Після закінчення циклу польових робіт складають виконавчу документацію геодезичних спостережень з результатами вимірів, оцінку нев'язок вимірювань в полігонах, тощо.

У випадку їх допустимості виконують якісну оцінку точності польових вимірювань та обчислення позначок осідальних марок та планових зміщень, нахилів, кренів, інших видів деформацій інженерних споруд.

Робота завершується складанням технічного звіту та пояснювальною запискою.

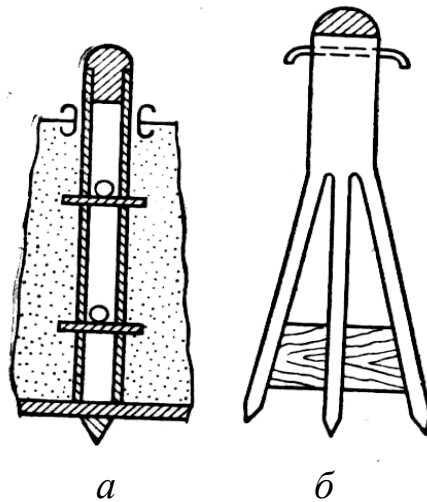
Дані про осідання та деформації основ споруд доповнюються графіками коливання температури тіла споруди, рівня ґрунтових вод та результатами візуального огляду фундаменту та стін споруди.

### **§9.3. Геодезичні спостереження за підйомом дна котлованів**

При розробленні глибоких котлованів під фундаменти висотних будинків видаляють ґрунт вагою в тисячі, а іноді й десятки тисяч тонн. Тиск цього ґрунту на проектній позначці дна котловану називається побутовим тиском, величина якого в значній мірі визначає майбутнє осідання будинку.

У результаті видалення ґрунту з котловану навантаження на основу значно зменшується, істотно змінюється напружений стан ґрунту основи, відбувається разуцільнення його. Разуцільнення ґрунту основи приводить до підйому дна котловану. Такий підйом підосви фундаменту при рості навантажень від будинку, що споруджується, поступово погашується. Ідеальною є сумарне осідання зведеного будинку, яке дорівнює величині «віддачі» дна котловану. Для цього в ряді випадків вагу будинку проектують приблизно рівним ваги ґрунту котловану. Відомості про підйом дна котловану необхідні для прогнозу осідань і деформацій споруд, визначення можливої інтенсивності земляних робіт і організації водовідводу, розрахунку будівельного підйому споруди, визначення можливої інтенсивності бетонування споруди, розрахунку часу замикання будівельних швів в умовах нерівномірного осідання й т.і. Тому будівництво більш-менш великих споруд супроводжується спостереженнями за підйомом дна котловану.

Для вивчення пошарового осідання ґрунту фундаменту споруди й визначення пружного разуцільнення цього ґрунту при влаштуванні котловану використовують спостереження за глибинними марками. Для цього до початку земляних робіт у декількох місцях майбутнього котловану бурять свердловини діаметром 108 - 219 мм. У свердловини, на 0,5 м нижче проектної позначки основи фундаменту, закладають глибинні марки (рис.9.2) і нівелюють їх до й після виїмки ґрунту з котловану.



*Рис. 9.2 Типи глибинних марок.*

Для сухих ґрунтів основи застосовують марку Брайта (рис.9.2, а), а для водонасичених, що не мають валунних або великогравелистих включень марку Бомчинського (рис. 9.2, б).

Марка не повинна після витягування труб давати осідання від власної ваги й ваги ґрунту, що засипав свердловину. Голівка її не повинна іржавіти. Марки виготовляють із 50-ти сантиметрового відрізка газової труби діаметром 50 мм із привареної до неї напівсферичною голівкою з неокислюючого металу. Знизу у марки першого типу приварюють хрестовину з диском, що закінчується конусом. На забій свердловини опускають цементний розчин і вдавлюють у нього марку буровою желонкою. У марок другого типу до низу труби приварюють п'ять металевих пір'їв, поміщаючи між ними дерев'яний конус. Марку забивають у ґрунт желонкою; при цьому конус розклинює пір'я. Для спуска в свердловину до марок приварюють гачки.

Перед закладанням глибинних марок розбивають поздовжні й поперечні осі майбутнього котловану й місцезнаходження свердловин на цих осях. Потім нівелюють устя свердловин. Висоту устя свердловини визначають нівелюванням IV класу. Глибину, на якій встановлюють глибинну марку, визначають за формулою:

$$H_{\text{свердл}} - H_1 - (H_2 - 0,80), \quad (9.1)$$

де  $H_1$  - позначка устя свердловини;  $H_2$  - проектна позначка дна котловану;

$(H_2 - 0,80)$  – позначка забою свердловини.

Після установки марки в свердловину опускають компаровану сталеву рулетку з 5-ти кілограмовою гирою; інший кінець рулетки підвішують біля устя свердловини через блок з 4-х кілограмовою противагою. По рулетці нівеліром беруть відлік з точністю  $\pm 1$  мм із одночасною прив'язкою до репера.

Компарована рулетка допускає похибку у визначенні висоти марки порядку  $\pm 2$  мм.

До повного витягання зі свердловини обсадних бурових труб визначають положення глибинних марок у плані. Для цього застосовують багаторазову пряму засічку з пунктів геодезичної основи (будівельної сітки). Станції вибирають з таким розрахунком, щоб з них було б видно дно котловану. Після засічки свердловин обсадні труби витягають і свердловини засипають ґрунтом, що відрізняється за кольором від навколишнього.

При закладанні глибинних марок свердловини можуть мати нахил, який визначається шляхом порівнювання координат свердловини (на поверхні) і марки (у котловані). У цьому випадку у висоту марки, визначену за допомогою рулетки, вводять зі знаком плюс поправку за відхилення від вертикалі за формулою:

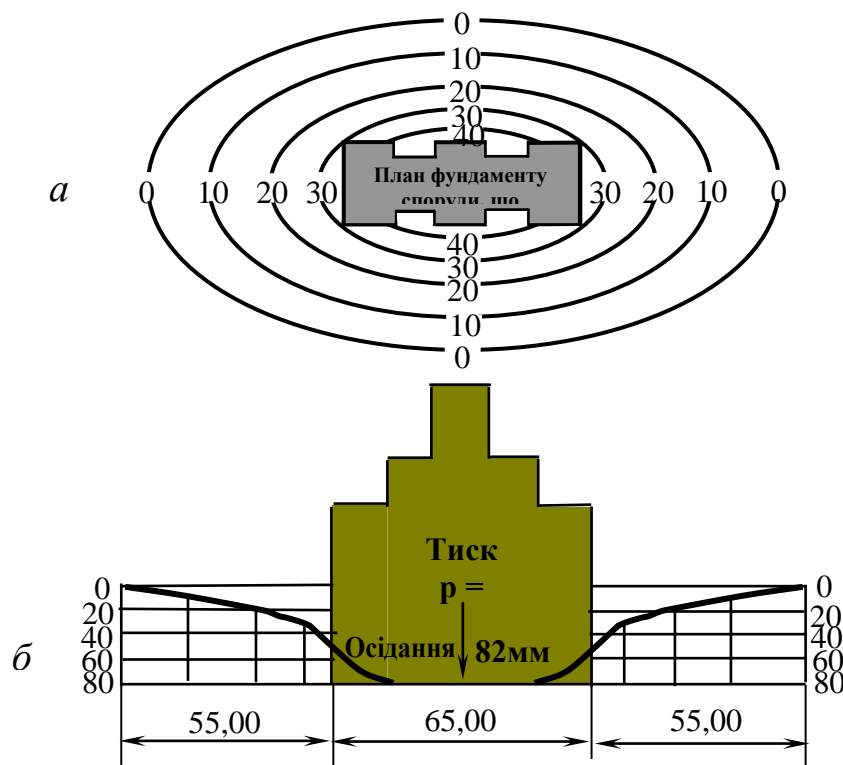
$$\Delta_h = \frac{\Delta x^2 + \Delta y^2}{2h}, \quad (9.2)$$

де  $\Delta x$  і  $\Delta y$  - різниця координат верхньої й нижньої точок;

$h$  - глибина свердловини.

Поправкою за нахил можна знетхувати, якщо її величина не перевищує 0,5 мм.

Різниця позначок марки до й після влаштування котловану дає величину пружної віддачі даних місць дна котловану в зв'язку зі зняттям природного тиску гірських порід. Підйом дна найбільший у середині котловану й зменшується до його бортів. Підйом ґрунту спостерігається також і на деякій відстані від границь котловану. Зона підйому залежить від величини знятого навантаження й від фізико-механічних властивостей ґрунтів району земляних робіт.



**Рис.9.3. Зона осідань**

*a* – план з лініями рівних осідань; *б* – профіль

Підйом поверхні дна котловану визначають з похибкою до  $\pm 2$  мм.

Підйом дна котловану висотних будинків досягає в сухих ґрунтах 5-7см, в вологонасичених – до 15см .

При будівництві висотних будинків навколо них утворюється прогин земної поверхні, так звана воронка осідання, або чаша вдавнення, діаметр якої досягає до 200 м і більше (рис.9.3)

Глибина цієї чаші в середній частині, тобто під будинком становить кілька сантиметрів.

Утворення воронки осідання пояснюється впливом навантаження на основу споруди, яка будується .

Для визначення впливу деформації основи на існуючі розташовані поблизу будинки систематично спостерігають позначки стінових марок і реперів закладених у цих будинках. У результаті складаються профілі й план зони осідань (рис. 9.3)

#### **§9.4. Точність та періодичність вимірювання деформацій**

При вивченні деформацій споруд геодезичними методами виникає необхідність призначення або розрахунку точності вимірювань. Важливість цього питання безсумнівна, тому що від його вирішення залежить вибір методу та засобів вимірювань, затрати трудових та матеріальних ресурсів та, найголовніше, достовірність результатів, що отримуються.

В нормативних документах вимоги до точності визначення осідань або горизонтальних зміщень характеризуються величинами середніх квадратичних похибок для будинків та споруд, що зводяться, на ґрунтах:

- скельних та напівскельних – 1 мм;
- піщаних, глинястих та інших ґрунтів, що стискаються, - 2 мм;
- насипних, просідальних та інших ґрунтів, що сильно стискаються, - 5 мм;
- для земляних споруд – 15 мм.

На зсувних ділянках при спостереженнях за станом ґрунта осідання вимірюються з середньою квадратичною похибкою 30 мм, а горизонтальні зміщення – 10 мм.



Крени димових труб, щоглів, високих веж та інших подібних споруд вимірюють з точністю, що залежить від висоти  $H$  споруди та характеризується в середньому величинами  $0,0005H - 0,0001 H$ .

Попереднє визначення точності вимірювання вертикальних і горизонтальних деформацій виконується залежно від можливої величини зміщень, встановленої проектом відповідно до ГОСТ 24846-81 «Грунты, методы измерения деформаций зданий и сооружений» (таб. 9.1, 9.2)

Таблиця 9.1

Визначення граничних похибок (мм)

Розрахункова величина вертикальних або горизонтальних переміщень за вимогами проекту	Гранична похибка за період			
	будівельний		експлуатаційний	
	грунти			
	пісок	глина	пісок	глина
до 50	1	1	1	1
від 50 до 100	2	1	1	1
від 100 до 250	5	2	1	2
від 250 до 500	10	5	2	5
більше 500	15	10	5	10

Згідно визначеної у табл. 9.1 граничної похибки, визначається клас точності вимірювання вертикальних та горизонтальних переміщень фундаментів будинків і споруд (табл. 9.2)

Таблиця 9.2

Класи точності геодезичних вимірювань (мм)

Клас точності вимірювань	Граничні похибки вимірювання зміщень	
	вертикальних	горизонтальних
I	1	2
II	2	5
III	5	10
IV	10	15

У разі відсутності розрахункових величин деформацій основ фундаментів клас точності геодезичних вимірювань визначається так:

I клас – для будинків і споруд: унікальних, значного часу експлуатації (більше 50 років); споруд, зведених на скельних та напівскельних ґрунтах;

II клас – для будинків і споруд, зведених на пісчаних, глинистих та інших ґрунтах, що стискаються;

III клас – для будинків і споруд, зведених на насипних, посадочних, заторфованих та інших ґрунтах, що дуже стискаються;

IV клас – для земляних споруд.

В [86] розглянутий загальний підхід до визначення точності.

Вихідна точність може бути визначена, виходячи із розв'язання двох задач деформаційних вимірювань, які виникають на практиці:

1) виявлення аварійної ситуації, коли деформація може досягти розрахункової критичної величини;

2) послідовного у часі опису самого процесу протікання деформації.

В першому випадку розрахунки ґрунтуються на допустимих величинах деформацій, які беруться з відповідних нормативних документів або з проекту.

Доцільно вимагати, щоб середня квадратична похибка визначення критичної величини деформації  $\Phi_{кр}$  не перевищувала

$$m_{\Phi_{кр}} \leq \Phi_{кр} / 2t_{\beta}, \quad (9.3)$$

де  $t_{\beta}$  - нормований коефіцієнт, який залежить від виду розподілу та рівня довірчої ймовірності. За нормальним законом розподілу похибок геодезичних вимірювань при довірчій ймовірності 0,997 коефіцієнт  $t_{\beta} = 3$ . Тоді

$$m_{\Phi_{кр}} \leq 0,17\Phi_{кр}. \quad (9.4)$$

У другому, більш масовому, випадку визначається ступінь деформації, який характеризується величиною та швидкістю, тобто змінами деформаційного процесу за вибраний інтервал часу. Тоді при призначенні точності вимірювань доцільно виходити з величини  $V_{\Phi}$  швидкості деформації. Для цього випадку за аналогією з (9.3) можна написати:

$$V_{\Phi} = \Phi(t_i) - \Phi(t_{i-1}) \geq 2t_{\beta} m_{V_{\Phi}}, \quad (9.5)$$

де  $\Phi(t)$  величина деформації на момент часу  $t$ .

При  $t_{\beta}=3$ , отримуємо

$$m_{V_{\Phi}} \leq 0,17V_{\Phi}. \quad (9.6)$$

Величина швидкості деформації може бути встановлена за розрахунками або на підставі динамічного прогнозування, коли для визначення величини деформації за деякий період необхідно знати значення у попередній період. Це означає, що точність вимірювань, яка призначена за попередніми розрахунками або на підставі аналогій, коригується в процесі спостережень в залежності від величини деформацій.

Вибір інтервала часу між послідовними циклами спостережень поряд з обґрунтуванням точності має суттєве значення. Необхідно, щоб частота систематичних спостережень забезпечувала можливість отримання незмінного характеру процесу деформації, з одного боку, та не пропустити моменту його зміни, з іншого.

На спорудах, що тільки почали будувати, спостереження потрібно розпочинати одразу ж після початку будівництва фундаментів до прикладання горизонтального навантаження до споруди (наприклад, до наповнення пазух котлована ґрунтом).

Вимірювання деформацій повинно бути приурочено до окремих етапів будівництва: зведенню фундаментної конструкції цоколя, стін по поверхах, завантаженню устаткуванням і т.і. Якщо при зміні часткового тиску на основу не відмічається значний приріст деформацій, то спостереження в основному необхідно проводити тільки тоді, коли маса споруди, що будується, досягає 25, 50, 75, 100% своєї проектної величини.

Після досягнення повної ваги споруди періодичність спостережень за деформаціями змінюється. Деформації (осідання) споруд, зведених на зв'язних глинах (глини, суглинки, мули), рекомендовано вимірювати через 3—4 місяці, а незв'язних (піски) – через 5-6 місяців. Для ґрунтів, що просідають, періодичність вимірювань може бути скорочена до 3 місяців [84].

Як відомо, будь-які геодезичні спостереження починаються з розрахунку точності. Велику роль відіграє такий розрахунок і при спостереженнях за осіданням, тому що дозволяє раціонально вести геодезичні спостереження, що, в свою чергу, приводить до скорочення часових та матеріальних витрат. Складність вказаного розрахунку в тому, що перед початком спостережень необхідно вірно вибрати так звану гіпотетичну модель осідання, за якою припускається протікання осідання даної інженерної споруди. В курсі «Механіка ґрунтів» [93] за таку модель приймають експоненціальну функцію.

В результаті геологічних досліджень на будівельному майданчику та за лабораторними дослідженнями визначають характеристики ґрунта:

- потужність просідального шару ґрунта -  $h$  (м);
- середнє значення коефіцієнту пористості ґрунту  $\varepsilon_{cp}$ ;
- коефіцієнт стискання  $a$  (м<sup>2</sup>/Н);
- коефіцієнт фільтрації  $K$  (м/рік);
- питома вага води  $\gamma_{\beta}$  (Н/м<sup>3</sup>);
- тиск на ґрунт на рівні подошви фундаменту  $P$  (Па).

Це дає можливість виконати розрахунок періодів спостережень та розрахунок точності вимірювань осідань.

Обчислені періоди спостережень дають можливість визначити приблизно однакову точність циклів вимірювань протягом осідання споруди.

Для таких зведених періодів виконують розрахунок точності геодезичних вимірів.

За результатами розрахунку вибирають методикку спостережень та підбирають необхідні прилади. В процесі геодезичних вимірювань осідання споруд коригують дані проведеного розрахунку точності та періодів спостережень.

Вимірювання осідань інженерних споруд має велике значення для надійності їх експлуатації. Тому визначають точність вимірювання деформацій і періодичність спостережень за осіданням. Цьому сприяє прогнозування споруд в процесі їх зведення та експлуатації.

Виконані дослідження показали що розрахунки кінцевих осідань споруд за різними формулами дають приблизно однакові по своїй достовірності результати. Значні розбіжності виникають внаслідок похибок визначення характеристик властивостей гірських порід, гідрогеологічних умов, врахування типів споруд та методів їх заедення, та інше.

За результатами натурних спостережень деформацій інженерних споруд аналітично підбирають математичну модель (криву) що достовірно характеризує хід деформацій (осідання).

Для апроксимації осідання споруд часто використовують експоненціальну криву:

$$S_{t_i} = S_k (1 - e^{-\alpha t_i}), \quad (9.7)$$

де  $S_k$  і  $S_{t_i}$  – кінцеве та на момент вимірювань  $t_i$  величини осідань споруди;

$\alpha$  – коефіцієнт відносного стиснення ґрунктів;

$t$  – інтервал часу між суміжними циклами вимірювань.

Величини  $S_k$  та  $\alpha$  невідомі і визначаються на основі ряду виконаних циклів вимірювань за умови

$$\sum \delta_i^2 = \min, \quad (9.8)$$

де  $\delta_i = S_{ii} - S'_{ii}$ ,

$S_{ii}$  – величина осідання споруди, обчислена за формулою (9.7) по наближеним значенням  $S_k^0$  та  $\alpha^0$ ;

$S'_{ii}$  – величина осідання споруди, виміряна на момент часу  $t_i$ .

Набдижені значення параметрів моделі  $S_k^0$  та  $\alpha^0$  можна отримати методами теоретичної механіки з використанням лабораторних досліджень характеристик ґрунктив, або з результатів розрахунків на подібних інженерних спорудах і ґрунтах та за результатами натурних спостережень на споруді.

Приведемо функцію (9.7) до лінійного вигляду по наближених значенням  $S_k^0$  та  $\alpha^0$ . Обмежившись першими степенями розкладання функції у ряд, отримаємо:

$$S_{ii} = (S_{ii})_0 + \left( \frac{\partial S_{ii}}{\partial \alpha} \right)_0 \Delta \alpha + \left( \frac{\partial S_{ii}}{\partial S_k} \right)_0 \Delta S_{k0}, \quad (9.9)$$

де  $\Delta \alpha = \alpha - \alpha_0$ ;  $\Delta S_k = S_k - S_{k0}$ ;  $(S_{ii})_0 = S_{k0} (1 - e^{-\alpha_0 t_i})$ .

Позначимо:

$$\left( \frac{\partial S_{ii}}{\partial \alpha} \right)_0 = S_{k0} t_i l^{-\alpha_0 t_i} = a_i; \quad \left( \frac{\partial S_{ii}}{\partial S_k} \right)_0 = 1 - e^{-\alpha_0 t_i} = b_i; \quad l_i = (S_{ii})_0 - S'_{ii}.$$

Отримаємо рівняння поправок

$$v_i = a_i \Delta \alpha + b_i \Delta S_k + l_i; \quad (9.10)$$

Перейдемо до нормальних рівнянь

$$\begin{cases} [aa]\Delta\alpha + [ab]\Delta S_k + [al] = 0 \\ [ab]\Delta\alpha + [bb]\Delta S_k + [bl] = 0 \end{cases} \quad (9.11)$$

Із вирішення нормальних рівнянь обчислюємо невідомі  $\Delta\alpha$  і  $\Delta S_k$ . Тоді шукані параметри моделі дорівнюють:

$$\begin{aligned} S_k &= S_0 + \Delta S_k; \\ \alpha &= \alpha_0 + \Delta\alpha. \end{aligned} \quad (9.12)$$

В результаті визначимо шукану експотенціальну модель осідання або деформації  $S_t = S_k(1 - e^{-\alpha t})$ . Прогнозування швидкості осідання споруди обчислюють за формулою:

$$V_s = \frac{dS_t}{dt} = S_k \alpha e^{-\alpha t}. \quad (9.13)$$

За формулами математичної моделі осідання  $S_t$  та швидкості деформації  $V_s$  можна побудувати графік (рис. 9.4)

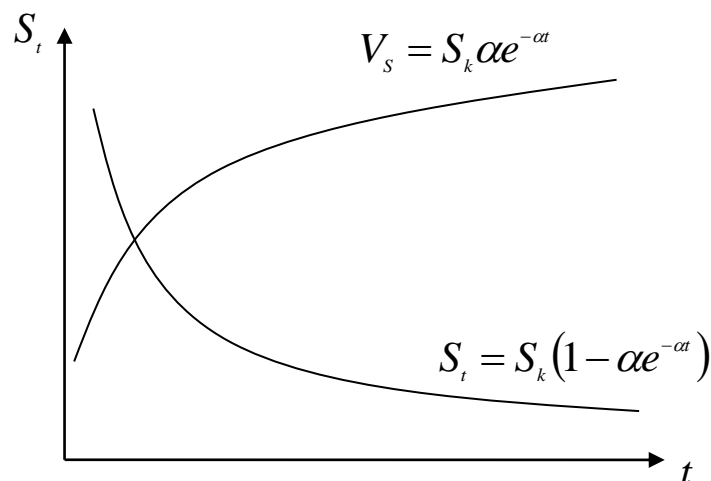


Рис. 9.4 Графік осідання споруди та її швидкості

Із рис. 9.4 легко визначається характер швидкості осідання та деформації з часом  $t_i$ .

Так з часом швидкість деформації спадає що свідчить про збільшення інтервалу між суміжними циклами спостережень. Про це свідчить і характер кривої деформації  $S_i$ .

У разі неможливості отримання наближених значень параметрів  $S_k^0$  та  $\alpha^0$ , прогнозування деформації можна виконати за математичною моделлю П.Л. Чебишева [15].

$$S_i = k_0 + k_1 t + k_2 t^2 + \dots + k_n t^n. \quad (9.14)$$

В процесі прогнозування циклів спостережень уточнюють коефіцієнти  $S_k$  та  $\alpha$  експотенціальній функції та коефіцієнти  $k_i$  в моделі П.Л. Чебишева.

При проведенні натурних досліджень деформацій з часом можуть змінюватись впливи різних факторів. Тоді слід виконувати спостереження до, в період і після дії цих факторів та відобразити це на графіку.

Для отримання достовірних результатів прогнозування деформацій споруд слід послідовно уточнювати параметри математичної моделі з врахуванням останніх циклів спостережень.

Аналіз наведених методик розрахунку періодів спостережень показує, що часовий інтервал вимірювання осідань зростає в міру віддалення від початку спостережень і стає дуже значним в зоні стабілізації деформації.

## **§9.5. Планова та висотна основа дослідження деформацій споруд**

### **9.5.1. Проектування мережі та закріплення пунктів**

При дослідженні деформацій споруд на об'єкті створюють опорні планові та висотні мережі. Конфігурація опорних мереж, як правило, залежить від взаємного розташування споруд, що



досліджуються, та від умови збереження їх стабільності. Для дослідження горизонтальних зміщень лінійно-кутові мережі можуть розвиватися у вигляді спеціальних мереж триангуляції та трилатерації, комбінованих мереж, кутових та лінійних засічок, ходів полігонометрії або за допомогою GPS-технологій. Застосування того чи іншого виду геодезичної мережі залежить від характеру споруди, його геометричної форми, точності, що вимагається, та умов вимірювань, організаційних та інших факторів.

У багатьох випадках застосовують комбіновані схеми, де триангуляцію або трилатерацію використовують для визначення вихідних пунктів та тимчасових координат допоміжних точок, з яких методом засічок або полігонометрії визначають зміщення точок на споруді. Висотні опорні мережі створюють, як правило, у вигляді системи замкнених нівелірних полігонів.

Важливим етапом складання програми побудови опорних мереж є розробка методики вимірювань. Методика – це сукупність дій для визначення одиниці вимірювання: перевищення на станції, кута на пункті, довжини сторін мережі і т.і. На великомасштабний план або схему наносять опорні пункти та ті, що визначаються, складають проект геодезичної мережі та знаходять за проектом слабкий пункт, що визначається, координати (або позначка) якого будуть визначені з найбільшою похибкою  $m_0$ . Так як у всіх циклах схема мережі постійна, а вимірювання рівноточні, то можна записати

$$m_0 \leq \frac{m_3}{\sqrt{2}} \quad (9.15)$$

де  $m_3$  - задана (необхідна) середня квадратична похибка визначення деформації споруди.

Знаючи  $m_0$  та схему мережі, розраховують похибку  $m_{од}$  одиниці вимірювань. За  $m_{од}$  вибирають розряд вимірювань (клас

тріангуляції, полігонометрії, клас нівелювання і т.і.). У випадку, коли рекомендовані інструкціями розряди вимірювань виявляються неприйнятними, розробляють спеціальну методику:

- вибирають прилади та устаткування, встановлюють необхідність та частоту їх перевірок та досліджень;
- розраховують кількість прийомів вимірювання кута, прольоту і т.і.;
- встановлюють допуски при вимірюваннях;
- вибирають способи оцінки точності та вирівнювання результатів вимірювань.

Для визначення деформацій створюється надійна мережа опорних знаків. Основними вимогами, які ставлять до опорних знаків, є їх збереженість та непорушність положення на протязі всього часу спостережень.

В якості знаків **висотної основи** застосовують різні типи реперів і марок: глибинні, фундаментальні, пальові, стінні та ґрунтові, які являються за своїм призначенням або вихідними, або робочими.

До вихідних відносяться глибинні та фундаментальні репери, положення яких повинно бути непорушним на протязі всього часу спостережень.

До робочих відносяться пальові, стінні та ґрунтові репери і марки. Їх положення повинно бути стійким у період проведення спостережень в окремих циклах.

Репери розміщують з таким розрахунком, щоб до них був зручний підхід на протязі всього терміну спостережень: за межами проїздів, складських територій, зсувних схилів, у максимальному віддаленні від будинків, що зазнають динамічні навантаження внаслідок руху транспорту, вібрацій машин, роботи молотів і т.і.

Місця закладки глибинних реперів вибирають з урахуванням геологічної будови майданчика, поза зоною поширення тиску від споруди, тобто на відстані від споруди, що дорівнює не менше

половини глибини закладення репера. Глибина закладання повинна бути нижче межі товщі ґрунтів під спорудою, що стискаються.

Репери треба закладати куцями для взаємного контролю їх положення.

Ґрунтовий репер (рис.9.5) складається з бетонної плити 1 розміром 60×60×20 см та залізобетонного пілону 5 у вигляді паралелепіпеду з поперечним перерізом 15×15 см. У плиті при її виготовленні робиться наскрізний отвір, у який при закладенні знака вливається трохи рідкого бетону і далі встановлюється нижня частина пілона. У верхні грані пілону та плити закладаються металеві марки 4 з металу, що мало окислюються. Відстань між головками марок визначають з точністю до 1 мм. Репери закладають з таким розрахунком, щоб основа якора була на 0,5 м нижче найбільшої глибини промерзання ґрунту, але не менше 1,8 м від поверхні землі. Для зберігання знака від випадкових пошкоджень верхню частину пілона розміщують у оглядовий колодязь або захисну трубу 3.

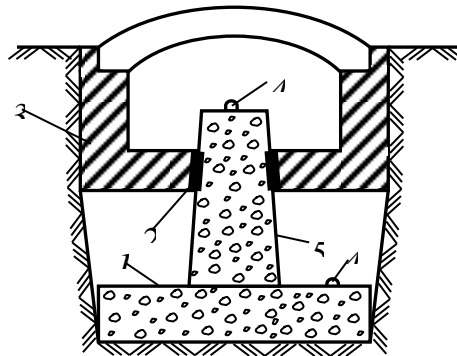
Пілон ізолюють від оглядового колодязя шарами толі або рубероїда 2.

Вихідний репер найчастіше закладають за допомогою буріння у свердловину.

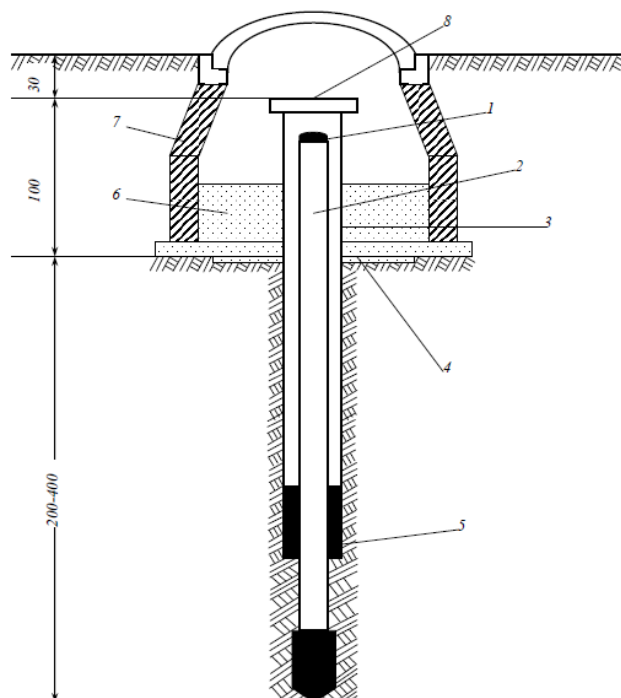
Трубчасті ґрунтові репери (рис.9.6) мають сферичний оголовок 1, який кріпиться до реперної труби 2 діаметром 50-80 мм.

Реперну трубу поміщають в захисну трубу діаметром 100—120 мм, що забезпечує її ізоляцію від верхнього, менш стабільного, шару породи. При монтажі реперну та захисну труби опускають у свердловину, причому захисна труба підвішується на хомуті 4 над забоем, заповненим бетоном, на відстані 20—30 см. Низ захисної труби має сальник 5, верх – кришку 8, оголовок репера розміщують у колодязь 7, заповнений теплоізолятором 6, наприклад, шлаковатою.

Глибинні репери встановлюють в основному у свердловинах. При цьому тіло репера намагаються ізолювати від будівельних конструкцій та верхніх (рухомих) шарів гірських порід. Зміни висоти реперної головки залежать також від коливань температури тіла репера, які при виборі конструкції намагаються зменшити.

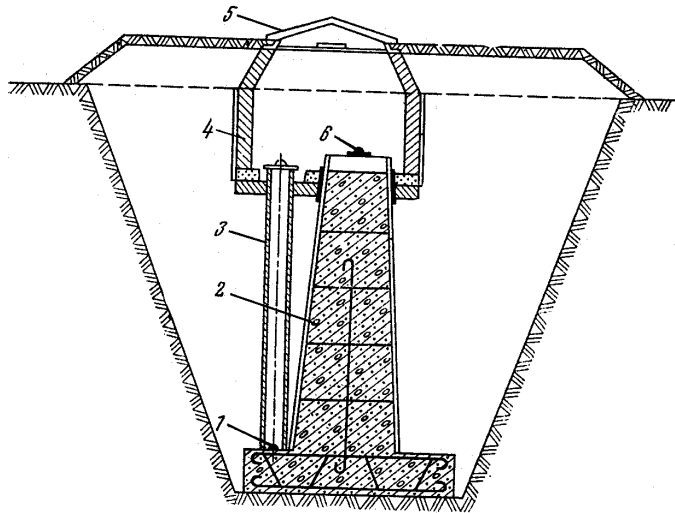


**Рис.9.5 Ґрунтовий репер**



**Рис.9. 6 Трубчастий ґрунтовий репер**

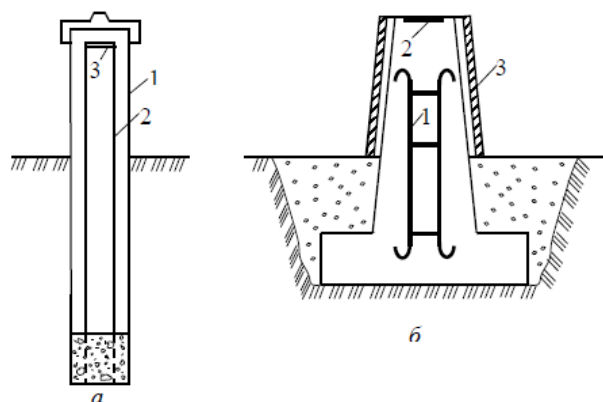
Фундаментальний репер (рис.9.7) являє собою залізобетонний пілон 2, що складає одне ціле з фундаментною плитою.



**Рис.9.7. Фундаманетальний репер**

У верхній торець пілона і в плиту закладають марки з сферичною головкою із металу, що мало окислюється. Верхня марка 6 є основною. Нижня марка 1, що зветься секретною, охороняється захисною трубою 3. Репер встановлюють у котловані на глибину не менше 2,5м. При глибині промерзання більше 1,7 м, плита репера закладається на 1 м нижче межі промерзання. Верхню частину знака розміщують у бетонний чи цегляний колодязь 4 глибиною 1,2 м з чавунним люком 5.

**Планові знаки**, як і висотні, по значенню діляться на вихідні, опорні (робочі) і контрольні (шукані).



**Рис. 9.8. Вихідні (опорні) планові знаки**  
а – трубчастого типа, б – у вигляді тумби

Вихідні і опорні знаки мають однакову конструкцію та бувають найчастіше за все трубчастого типу або у вигляді бетонної тумби. Трубчастий знак складається з двох труб, що закладаються у пробурену свердловину (рис.9.8, а) - захисної 1 та основної 2.

Простір між ними заповнюють термоізоляційним матеріалом. У верхній частині труби 2 приварена горизонтально пластина 3 для установаження та центрування приладу.

Бетонна тумба показана на рис.9.8, б. Вона вміщує арматурний каркас 1 та пластину 2 для встановлення та центрування приладу. Зовнішню поверхню знака термоізолюють шаром 3 (шлаковата, дошки).

Знаки виступають над поверхнею землі приблизно на 1,2 м.

Для збільшення надійності спостережень за осіданнями та деформаціями інженерних споруд закладаються групи опорних знаків та реперів, що дозволяє використовувати для обчислення деформацій споруди найбільш стійкі з них.

### **9.5.2. Дослідження стабільності опорних реперів висотної основи**

З усіх способів оцінки стабільності реперів найбільший інтерес викликає спосіб оцінки стабільності реперів, заснований на припущенні, що за час між двома найближчими циклами вимірювань більша частина реперів мережі залишиться нерухомою, а перевищення між ними – незмінними. Репер, що зміщується, розпізнається за змінами між циклами відхилення його позначки від середньої з позначок всіх реперів мережі, що досліджується і перевищують потрібну середню квадратичну похибку визначення перевищень.

Повна величина зміщення обчислюється, виходячи з припущення, що виявлена величина складає  $1 - \frac{1}{n-1}$  частину дійсного зміщення, де  $n$  - число реперів, що досліджуються.

Спосіб дозволяє контролювати зміни положення реперів, мережі в тому випадку, якщо цикли вимірювань виконуються достатньо часто, щоб переміщення «стабільних» реперів за час між циклами не перевищували потрібної середньої квадратичної похибки вимірювань.

Надійне визначення осідань споруди отримують при умовах високої точності геодезичних вимірювань та стабільності вихідних реперів висотної основи. Для цього на території виконання робіт закріплюють декілька фундаментальних опорних реперів і періодично проводять аналіз їх стабільного положення.

За результатами спостережень математичними методами визначають найбільш стабільний репер і приймають його за вихідний на період досліджень осідань споруд.

Практично дослідженнями рекомендовано на території закладати куш із трьох вихідних реперів поза зоною можливого впливу осідання споруд на глибину до корінних стійких ґрунтових порід. Такий шлях не завжди забезпечує необхідну стабільність вихідних реперів. Тому в кожному циклі спостережень слід контролювати стабільність реперів вихідної висотної основи і за результатами математичного оброблення вимірювань вибирати найбільш надійний репер за вихідний. Це забезпечує вибір якісного вихідного репера та уникнення помилки прийняття невірної репера за вихідний.

Розроблено різні підходи до оцінювання стабільності реперів вихідної основи, наприклад способами А. Костелаха, І. В. Рунова, В. А. Карпенка, А. Г. Григоренка, В. Ф. Чернікова та інші [107]. Кожен із них може бути використаний при дослідженні стабільності вихідних реперів.

В способі румунського геодезиста А. Костелаха використовують принципа незмінної позначки найбільш стабільного репера висотної основи. Так сумарний вплив осідань реперів між суміжними циклами вимірювань визначається похибкою:

$$V_i = h_i - h_1, \quad (9.16)$$

Величину похибки  $V$  обчислюють для всіх вихідних реперів для кожної пари циклів, приймаючи послідовно за вихідний репер 1, 2, 3, .... Для кожного вихідного репера обчислюють  $[V_i^2]$ . Репер, який отримав  $[V_i^2] = \min$  вважається стабільним. Його позначка, що дорівнювала в першому циклі спостережень  $H_i$  приймається за вихідну при обчисленні позначок всіх реперів і деформаційних марок.

Відносну стабільність мережі в кожному  $i$ -циклі для кожного  $j$ -репера обчислюють за формулою:

$$\Delta H_i = H_{ji} - H_{j1}. \quad (9.17)$$

Тобто маємо зміну його позначки відносно початкового цикла. Граничну похибку цієї різниці  $\Delta H_i$  обчислюють за формулою:

$$\Delta S_j = t\mu_h \sqrt{2[\pi_h]}, \quad (9.18)$$

де  $t=3$  при довірчій імовірності  $P=0,997$ ;

$\mu_h$  - середня квадратична похибка одиниці ваги;

$[\pi_h]$  - обернена вага ходу між реперами  $H_{1i}$  і  $H_{ji}$ .

Якщо  $\Delta H_j \leq \Delta S_j$ , то осідання  $j$ -репера не перевищує похибок нівелювання і він вважається стабільним. Після виключення нестабільних реперів аналіз реперів і деформаційних марок нівелірної мережі повторюють.

Можна відслідковувати стабільність перевищень  $h_{ij}$  між вихідними реперами у всіх циклах. Логічним аналізом



співвідношення між стабільними і нестабільними перевищеннями визначають найбільш стабільний репер вихідної мережі. При цьому надійність правильної гіпотези зростає при одночасному аналізі нев'язок всіх нівелірних ходів.

В.А. Карпенко пропонує спосіб кореляційного аналізу перевищень між реперами. Коли осідання реперів перевищують похибки вимірів, то в різних циклах вимірювань вони будуть корельовані між собою.

Спосіб передбачає наявність не менше 8 циклів спостережень за стабільністю реперів. Для всіх перевищень  $h_j$  в кожному циклі  $i$  обчислюють: середнє перевищення  $\bar{h}_j$ , відхилення від середнього значення  $\Delta_j = h_j - \bar{h}_j$  та суми  $[\Delta_j^2]$ ,  $[\Delta_1\Delta_2]$ ,  $[\Delta_1\Delta_3]$ , .... Обчислюють середні квадратичні похибки:

$$\sigma_{hi} = \sqrt{\frac{[\Delta_i^2]}{n-1}}; \quad (9.19)$$

Парні коефіцієнти кореляції:

$$\begin{aligned} r_{h_1h_2} &= \frac{[\Delta_1\Delta_2]}{n} \frac{1}{m_{h_1}m_{h_2}}, \\ r_{h_1h_3} &= \frac{[\Delta_1\Delta_3]}{n} \frac{1}{m_{h_1}m_{h_3}}, \\ r_{h_2h_3} &= \frac{[\Delta_2\Delta_3]}{n} \frac{1}{m_{h_2}m_{h_3}}; \end{aligned} \quad (9.20)$$

Частинні коефіцієнти кореляції:

- при постійному  $h_1$ :  $r_{h_2h_3h_1} = \frac{r_{h_2h_3} - r_{h_1h_2}r_{h_1h_3}}{\sqrt{(1-r_{h_1h_2}^2)(1-r_{h_1h_3}^2)}}$ ,

$$\text{- при постійному } h_2: r_{h_1h_3h_2} = \frac{r_{h_1h_3} - r_{h_1h_2}r_{h_2h_3}}{\sqrt{(1-r_{h_1h_2}^2)(1-r_{h_2h_3}^2)}} \quad (9.21)$$

$$\text{- при постійному } h_3: r_{h_1h_2h_3} = \frac{r_{h_1h_2} - r_{h_1h_3}r_{h_2h_3}}{\sqrt{(1-r_{h_1h_3}^2)(1-r_{h_2h_3}^2)}};$$

Множинні коефіцієнти кореляції:

$$\begin{aligned} R_{h_1h_2h_3} &= \sqrt{\frac{r_{h_1h_2}^2 + r_{h_1h_3}^2 - 2r_{h_1h_2}r_{h_2h_3}r_{h_1h_3}}{1-r_{h_2h_3}^2}}, \\ R_{h_2h_1h_3} &= \sqrt{\frac{r_{h_2h_1}^2 + r_{h_2h_3}^2 - 2r_{h_1h_2}r_{h_1h_3}r_{h_2h_3}}{1-r_{h_1h_3}^2}}, \\ R_{h_3h_1h_2} &= \sqrt{\frac{r_{h_3h_1}^2 + r_{h_3h_2}^2 - 2r_{h_1h_2}r_{h_1h_3}r_{h_2h_3}}{1-r_{h_1h_2}^2}}. \end{aligned} \quad (9.22)$$

Значимість коефіцієнтів кореляції перевіряють за формулою:

$$m_r = \frac{1-r_h^2}{\sqrt{n-1}}. \quad (9.23)$$

Коефіцієнт буде значимим якщо

$$r_h \geq 3m_r. \quad (9.24)$$

При цьому, коли  $r_h < 3m_r$ , зв'язку між суміжними реперами для перевищення  $h_{ij}$  не існує і вони є стабільними. Аналізуючи зв'язки  $r_{ij}$  між реперами вихідної висотної мережі встановлюють найбільш стабільний репер мережі, що має слабкі зв'язки з суміжними реперами. Також слід пам'ятати що  $r_{ij} = r_{ji}$ .

При наявності зв'язку між перевищеннями  $h_i$  та  $h_j$  визначають рівняння регресії:

$$h_i = \rho_{h_{ij}} h_j + a, \quad (9.25)$$

$$\text{де } \rho_{h_{ij}} = r_{h_{ij}} \frac{m_{h_i}}{m_{h_j}}; \quad a = h_i - \rho_{h_{ij}} h_j.$$

За виміряними в останньому циклі спостережень перевищеннями  $h_i$  та  $h_j$  за формулою (9.2) обчислюють ймовірні осідання репера.

При дослідженні стабільності реперів слід враховувати інженерно-геологічні, гідрологічні та інші властивості ділянки, що дозволяють з враховуванням їх характеристик більш надійно визначати стабільність вихідного репера.

### 9.5.3. Оцінка стійкості планових опорних пунктів

Розглянемо можливість вирішення поставленої задачі за допомогою перетворення координат [87]. Введемо умови:

- ізометрії – повного збереження геометрії перетворювальної системи координат;

- мінімуму суми квадратів відхилень координат досліджувальних точок у вихідній та перетвореній (після повторних вимірювань) системах координат:

$$[v_s^2] = \min \quad (9.26)$$

Звернемо увагу, що умова (9.33.) відповідає умові

$$[(v_x^2 + v_y^2)] = \min,$$

де  $v_x$  та  $v_y$  - проекції відхилень точок, що досліджуються, у вихідній та перетвореній системах по осях координат.

Для обчислення елементів перетворення скористуємося алгоритмом конформного перетворення координат.

Дотримання умови (9.26) та конформності приводить до паралельного зсуву сітки на величини  $\delta x_0$  та  $\delta y_0$  по осях координат і до повороту сітки навколо деякої точки  $O$  на кут  $\delta T$ .

Згідно прийнятій умові ізометрії масштаб результатів вимірювань залишимо незмінним і коефіцієнт зміни масштаба приймемо рівним 1.

Елементи перетворення обчислимо за формулою

$$\delta x_0 = \frac{[Lx]_1^n}{n}; \quad \delta y_0 = \frac{[Ly]_1^n}{n}; \quad \delta T = \frac{[\Delta_x^k Ly + \Delta_y^k Lx]_1^n}{[(\Delta_x^k)^2 + (\Delta_y^k)^2]_1^n}, \quad (9.27)$$

де  $Lx$ ;  $Ly$  - різниці абсцис та ординат у вихідній та перетвореній системах координат;  $n$  - число точок, що досліджуються;  $\Delta_{x_i}^k = x_i^k - x_0$ ;  $\Delta_{y_i}^k = y_i^k - y_0$  - різниці координат точок, що досліджуються, та точки  $O$ , навколо якої виконується поворот сітки. Координати точки  $O$ , у загальному випадку, визначаються за формулами

$$x_0 = \frac{[x^k]_1^n}{n}; \quad y_0 = \frac{[y^k]_1^n}{n}, \quad (9.28)$$

тобто точка  $O$  є центром ваги системи координат.

Поправки до координат досліджувальних точок у подальших циклах спостережень за перехід їх в систему координат вихідного циклу визначають за формулами

$$\delta_{x_i} = \delta_{x_0} + \Delta x_i - \Delta y_i \delta T; \quad \delta_{y_i} = \delta_{y_0} + \Delta_{y_i} + \Delta_{x_i} \delta T;$$

де

$$\Delta_{x_i} = x_i^B - x_0; \quad \Delta_{y_i} = y_i^B - y_0 \quad (i = 1, 2, \dots, n)$$

$n$  - число всіх точок, що досліджуються.

Реалізація розглянутого алгоритма виконується в такій послідовності.

1. Перетворимо координати  $x'$ ,  $y'$  досліджувальних точок повторного циклу у вихідну систему координат  $x$ ,  $y$ .

2. Визначимо відхилення  $\Delta x$ ,  $\Delta y$  перетворених координат  $x''$ ,  $y''$  від координат  $x$ ,  $y$  у вихідному циклі та середнє квадратичне відхилення  $\sigma_{x,y}$ .

3. Порівняємо величини середнього квадратичного відхилення  $\sigma_{x,y}$  з середньою квадратичною похибкою визначення положення точок  $m_{x,y}$ , що досліджуються. Якщо задовольняється умова

$$\sigma_{x,y} \leq m_{x,y}, \quad (10.29)$$

то в межах точності вимірювань взаємне положення контрольних точок за досліджувальний період часу не змінилось і всі вони можуть вважатися стабільними.

Якщо середнє квадратичне відхилення  $\sigma_{x,y}$  перевищує середню квадратичну похибку  $m_{x,y}$  визначення положення пункту, тобто

$$\sigma_{x,y} > m_{x,y}$$

взаємне положення контрольних точок змінилось та необхідно оцінити їх стійкість.

4. За відхиленнями  $\Delta_{x,y}$  перетворених координат повторного циклу  $x''_i$ ,  $y''_i$  від вихідних  $x_i$ ,  $y_i$ , що перевищують середнє

квадратичне відхилення  $\sigma_{x,y}$  та середню квадратичну похибку вимірювань  $m_{x,y}$  відшукаємо контрольні точки, що втратили стабільність.

5. Введемо в виміряні координати повторного циклу поправки, які дорівнюють знайденим відхиленням  $\Delta_x$  та  $\Delta_y$ , по осях координат із зворотнім знаком, та повторимо усі обчислення ще раз.

Якщо за результатами повторних обчислень виконується умова (9.29.), можна вважати, що в межах точності визначення координат перетворена система відповідає вихідній, і зміщення нестабільних контрольних точок можна знайти як суму відхилень кожної точки у всіх наближеннях із зворотнім знаком

$$\sum_{j=1}^{j=k} \Delta_{x_i,j} = -S_{x_i}; \quad \sum_{j=1}^{j=k} \Delta_{y_i,j} = -S_{y_i},$$

де  $k$  - число зроблених наближень.

Всі пункти, відхилення яких в процесі розрахунку не виходили за межі середньої квадратичної похибки, вважаються стабільними, а їх зміщення не визначаються.

### **§9.6. Розміщення планових та висотних деформаційних марок**

Деформаційні (що контролюються) марки для визначення горизонтальних зміщень окремих точок спорудження встановлюються на частинах споруди по можливості ближче до основи, щоб зменшити вплив на їх зміщення температурних деформацій та нахилів споруди. На цивільних будинках марки встановлюються по периметру не рідше, ніж через 20 м, по кутах, по обидва боки осідальних швів. У місцях, де горизонтальне навантаження має найбільшу величину, відстань між марками зменшують до 10—15 м.

На промислових спорудах при вимірюванні зміщень фундаментів, що стоять окремо, марки встановлюються не менше трьох на кожний фундамент. Для стрічкових фундаментів частота встановлення марок повинна складати 15—20 м.

Найчастіше марки встановлюють у фундаментних конструкціях, які, в залежності від функціонального призначення інженерної споруди, можуть мати різні конструктивні особливості, форму і розміри.

На гідротехнічних спорудах найбільш вигідним місцем для встановлення марок вважається підлога нижньої потерни. Якщо гідротехнічна споруда поділена на секції, марки встановлюють не менше двох на кожену секцію. Якщо ширина секції більше 20 м, на секцію встановлюють не менше чотирьох марок. На протяжних спорудах типу підпірних стінок, причалів марки встановлюють не менше двох на кожні 30 м.

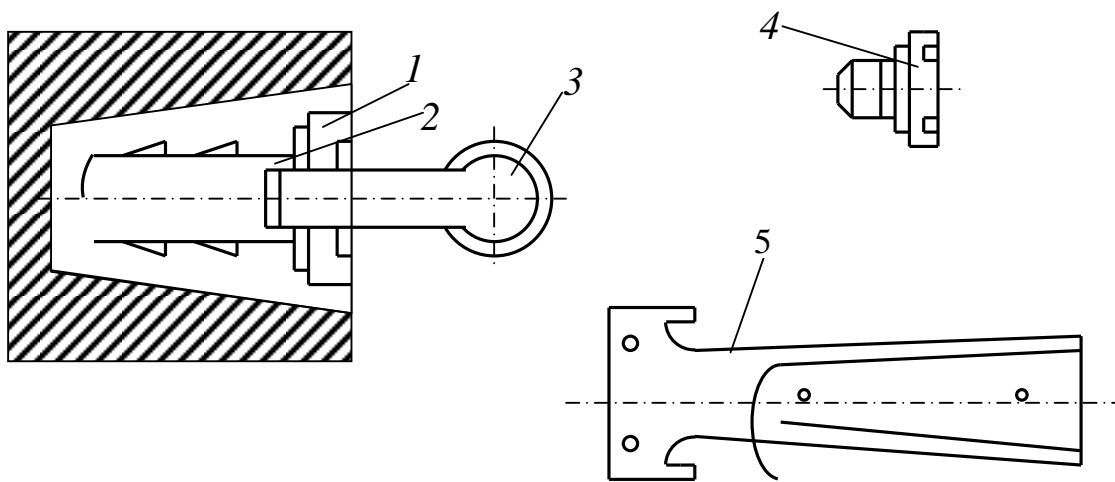
На збірно-каркасних промислових та цивільних будинках марки встановлюють на несучих колонах по периметру будинку та посередні його. При цьому по поперечних та продольних осях повинно бути не менше трьох марок у кожному напрямку. У фундаментах димових труб, доменних печей, силосних башт та інших спорудах подібного типу допускається встановлення 3—4 марок по периметру.

Висотні знаки на технологічному обладнанні доцільно встановлювати, по можливості, ближче до технологічних осей та зверху, щоб не вносити додаткові помилки при повороті обладнання навколо поздовжньої осі.

Конструкція деформаційних марок може бути різною, але всякий її тип повинен забезпечувати тривале їх збереження та зручність виконання спостережень. При визначенні осідань тип марки повинен забезпечувати можливість ідентичного встановлення рейки у всіх циклах спостережень.

Найбільш надійною в експлуатації є стінна марка закритого типу (рис.9.9)

Вона складається із головки 1, з'єднаної наглухо з хвостиком 2, та шарового болта 3. Марка закладається на рівні з площиною стіни та закривається кришкою 4. Під час роботи кришку знімають і ключом 5 ввертають шаровий болт, який служить постійною точкою для встановлення рейки.

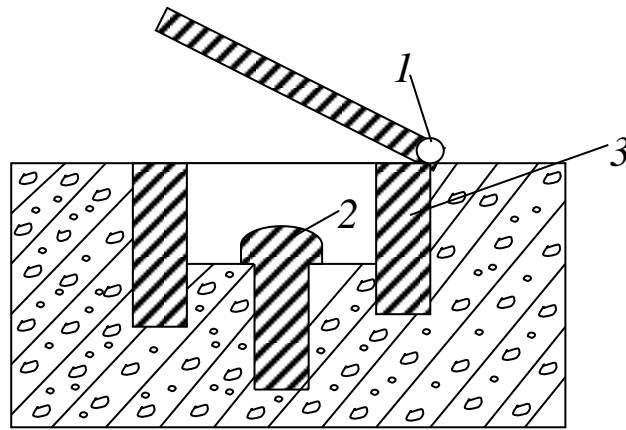


*Рис. 9.9. Стінна марка*

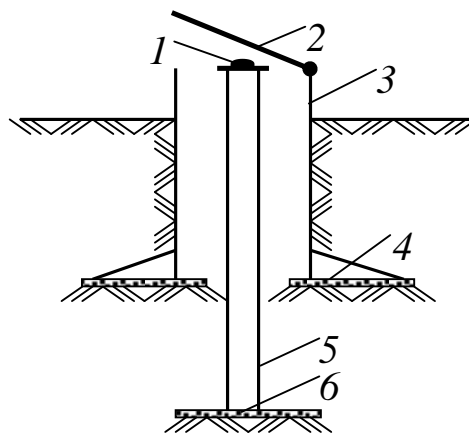
Поверхнева марка (рис.9.10) являє собою болт 2 з сферичною головкою, встановленою на глибину 50—800 мм від поверхні плити. Марка захищається від ушкоджень захисною трубою 3 діаметром не менше 100 мм та кришкою 1.

Для вимірювання деформацій земляних споруд застосовуються поверхневі ґрунтові марки. Поверхнева ґрунтова марка (рис.9.11) складається з робочої труби 5, нижній кінець якої заякорений нижче глибини промерзання ґрунту, а верхній обладнаний сферичною головкою 1; захисною трубою-люком 3 діаметром 200 мм, довжиною біля 1 м, з кришкою 2 на шарнірі; верхнім 4 та нижнім 6 опорними металевими листами з косинками жорсткості, що опираються на бетонну підготовку.





**Рис.9.10. Поверхнева марка**



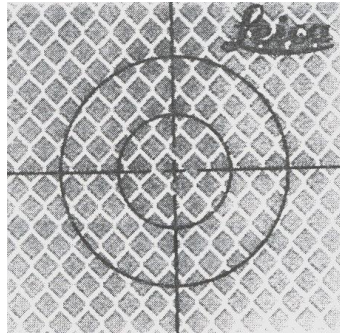
**Рис. 9.11. Поверхнева ґрунтова марка**

Лист 4 служить для утримання труби-люка на глибині 0,6—0,7 м від поверхні, а лист 6 (на глибині біля 2 м) служить опорою труби самої марки.

Контрольні знаки, що застосовуються для вимірювання планових зміщень, можуть мати різні конструктивні рішення. Якщо на знаку немає необхідності встановлювати теодоліт, то достатньо в стіні закріпити пластину з візирною ціллю. Як правило, візирна ціль являє собою плоский щит (екран), на який нанесено будь-яку геометричну фігуру. Розфарбовка робиться масляною фарбою в два кольори – білий та чорний або жовтий та чорний. Як показує досвід, візирні цілі добре позначати концентричними колами або хрестом з перемінним потовщенням.

При вимірюванні горизонтальних зміщень за допомогою електронних тахеометрів, що дозволяють одночасно виконувати

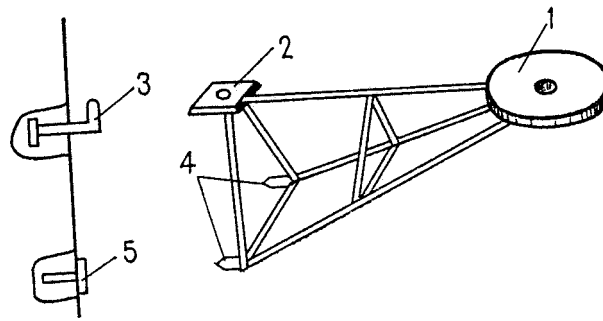
кутові та лінійні вимірювання, доцільно використовувати контрольні знаки у вигляді катафодів (рис.9.12), які представляють собою світловідбиваючу плівку з нанесеними на них візирними фігурами з концентрованих кіл.



*Рис.9.12. Катафод*

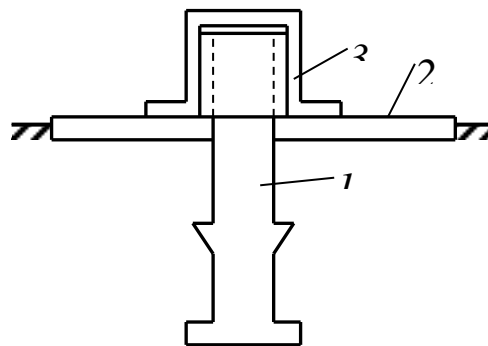
При спостереженнях за димовими трубами, як візирні цілі, може бути використаний громовідвід у верхній частині труби. У приміщеннях використовують трубчасті знаки або у вигляді бетонної тумби (див.рис.9.8), але без термоізоляції. Висота таких знаків над підлогою дорівнює 1,2 м при встановленні на них теодоліта або 0,6—0,8 м при встановленні тільки візирної цілі. Для скріплення знака з спорудою у підлозі при будівництві передбачають виємку глибиною приблизно 0,3 м.

В галереях або штольнях застосовують зйомні стінні штативи (рис.9.13). При вимірюваннях хомут 2 штатива з'єднують з закладним знаком 3, упори 4 опираються на підп'ятники 5. Центром знака при вимірюваннях є центр плити 1, на якій встановлюють теодоліт або візирну марку. При спостереженнях за деформаціями необхідна висока точність центрування на знаках приладів (теодолітів, світловіддалемірів, тахеометрів) та устаткування (візирних марок, відбивачів і т.і.) Це досягається застосуванням способів центрування, які називаються примусовими або механічними: за допомогою пристроїв прилад жорстко, непорушно з'єднується зі знаком. У цьому випадку центр знака може бути поняттям умовним.



*Рис.9.13. Зйомний стінний штатив*

На рис. (9.14) показаний один з можливих способів примусового центрування.



*Рис.9.14. Спосіб примусового центрування*

У цьому способі закріпний гвинт 1 разом з плитою 2 закріплюють у верхній горизонтальній грані знака. При вимірюваннях на гвинт 1 накручують підставку прилада або візирної марки. В перервах між вимірюваннями виступаючу під знаком частину гвинта закривають кришкою 3.

Точність примусового центрування залежить від якості виготовлення центруючих деталей. Середня квадратична похибка центрування практично не перевищує 0,1 мм. Візирні марки можуть бути нерухомими та рухомими.

Нерухомі візирні марки використовують при оптичному вимірюванні куткових або лінійних нестворностей безпосередньо створним приладом по окулярному або оптичному мікрометру, а також на опорних пунктах та пунктах, що визначаються.

Рухомі візирні марки використовують головним чином для безпосереднього вимірювання відхилень деформаційних знаків від

лінії створу. Рухомі візирні марки мають пристрій для примусового центрування на знаку відповідної конструкції та рухому візирну ціль, яка може переміщатися вручну або електромотором з дистанційним управлінням.

### **§9.7. Вимірювання осідань інженерних споруд**

Вертикальні зміщення основ споруд визначають як негеодезичними, так і геодезичними методами.

В результаті вимірювань, які виконуються негеодезичними методами, отримують величини відносного осідання. Прилади для таких вимірювань встановлюють безпосередньо на споруді або всередині її. До них відносяться виски, клинометри, деформетри, мікрокренометри та ін. Ці прилади переміщуються разом із спорудою.

За допомогою геодезичних методів визначають абсолютні величини вертикальних переміщень споруд відносно до знаків, встановлених на деякій відстані від споруд та прийнятих практично за нерухомі.

У цьому випадку вимірювання осідання виконують геодезичними методами:

- геометричним нівелюванням III класу точності, точним та високоточним нівелюванням I та II класів точності короткими променями;

- тригонометричним нівелюванням;

- гідронівелюванням;

- мікронівелюванням.

Геодезичні методи вимірювання осідання є основними і найчастіше за все незамінними. Вони дають повну величину зміщення споруд відносно нерухомих знаків геодезичної основи.

Найбільш поширеним є спосіб **геометричного нівелювання**. Він є достатньо простим і універсальним, має високу точність і не потребує багато часу. Його використовують в достатньо складних і технологічно обмежених умовах експлуатації інженерної споруди.

Точність визначення деформацій способом геометричного нівелювання в залежності від методики вимірювань знаходиться в межах 0,05-0,5 мм на відстані від 5-10 м до декількох сот метрів.

На рис. 9.15 наведено варіант проекту розміщення опорних реперів і контрольних марок для дослідження осідань інженерної споруди.

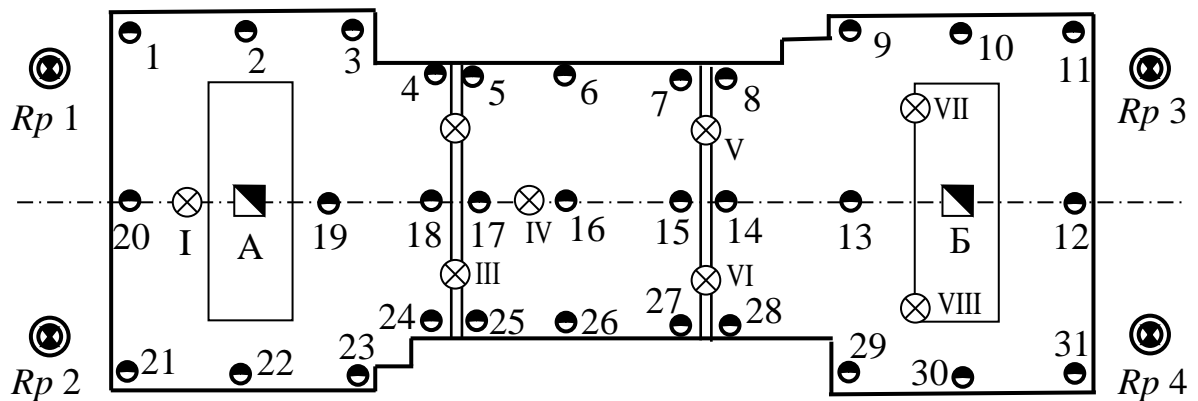


Рис. 9.15. Проект розміщення контрольних марок

- ⊗ Фундаментальні репери
- Марки для спостережень за осіданнями
- ⊗ Свердловини для спостереженням за температурою фундаменту
- ▣ Свердловини для спостереження за рівнем ґрунтових вод і температурою.

Розміщення деформаційних знаків залежить від виду деформацій, конструкції споруди в цілому та її елементів, інженерно-геологічних умов та ін. На висотних спорудах розміщують декілька ярусів деформаційних знаків.

Для спостережень за осіданнями гідротехнічних бетонних споруд застосовують геометричне нівелювання I і II класу, а для відповідальних промислових і цивільних споруд – III і IV класу. В залежності від вимог точності відстань від нівеліра до рейки може дорівнювати 3,6,10,15 і 25м. Для нівелювання використовують

високоточні нівеліри типу Н05, Н1, Н2, сучасні високоточні електронні цифрові нівеліри, інварні штрихові та кодові рейки різної довжини.

Нівелювання виконується замкненими ходами при двох горизонтах приладу. На рис.9.16 наведено принципову схему нівелювання контрольних марок навколо споруди. Допускаються різні можливі схеми нівелірних ходів: варіант *а*) та варіант *б*) на рис.9.16.

Ходи нівелювання обов'язково прив'язують не менше чим до двох опорних фундаментальних реперів (рис. 9.16). Візирний промінь повинен проходити на висоті 0,3-0,5 м і вище від поверхні землі або конструкції споруди. Вимірювання виконують в найбільш сприятливих умовах, що забезпечує високу точність вимірювань.

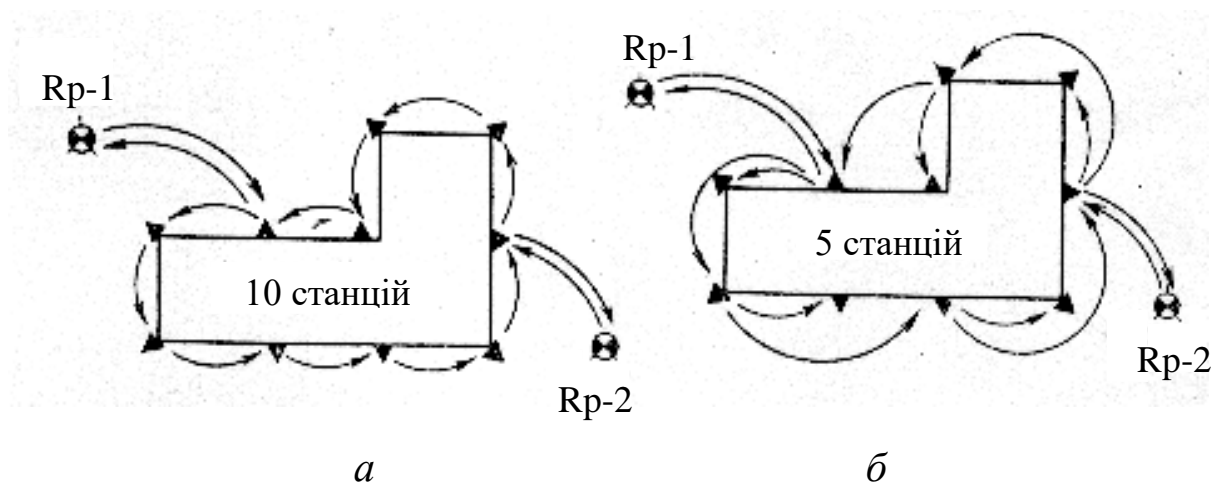


Рис. 9.16. Схема нівелювання осідальних марок

Вимірювання проводять при двох горизонтах приладу – у прямому та зворотньому напрямках. Висота візирного променя над поверхнею землі або підлоги допускається не менше 0,8 м. Кут  $i$  нівеліра повинен бути менше  $20''$ , різниця довжин плечей – 0,4 м, накопичення нерівностей плечей у ході – до 2 м, розходження перевищень, отриманих з двох горизонтів приладу, – 0,3 мм. Гранична нев'язка ходів та полігонів  $f_{don}=0,3\sqrt{n}$  мм, де  $n$  – число станцій.

В циклах вимірювання роблять за однією програмою, бажано, тими самими приладами, приблизно на одному і тому же горизонті нівеліра. При вимірюванні осідань споруд на майданчиках гідровузлів допускають нерівність плечей до 1 м, накопичення нерівностей плечей у ходах – до 4 м, довжину візирного променя – до 30 м, висоту його над поверхнею землі – до 0,5 м, граничну нев'язку  $f_{\text{дон}}=1,0\sqrt{n}$  мм.

На земляних та кам'янонакиданих греблях вимірювання можна виконувати за програмою нівелювання III класу. Допустимі величини: довжина візирного променя – до 40 м, висота його над поверхнею землі – до 0,3 м, нерівність плечей – до 2 м, накопичення їх в ході – до 5 м, допустима нев'язка -  $f_{\text{дон}}=2,0\sqrt{n}$  мм.

При прецизійному нівелюванні спостереження на станції виконують за строго симетричною програмою за часом, яка передбачає наступний порядок вимірювань: на непарній станції –  $З_1, П_1, П_2, З_2$ ; на парній –  $П_1, З_1, З_2, П_2$ , де  $З$  та  $П$  — відповідні відліки по штриху задньої та передньої рейки при першому та другому горизонтах нівеліра. Відліки по барабану плоско-паралельної пластини нівеліра виконують до десятих долей поділки.

У процесі нівелювання необхідно ретельно стежити за дотриманням головної умови нівеліра, особливо при виконанні робіт на відкритому повітрі.

Метод геометричного нівелювання використовує нескладне, недороге обладнання та характеризується невеликими затратами. Його можна виконувати у широкому діапазоні плюсових та мінусових температур. Недоліками методу є труднощі автоматизації вимірювань, складність, а іноді і неможливість використання у важкодоступних та закритих місцях споруди.

**Метод тригонометричного нівелювання** при спостереженнях за осіданнями застосовують у випадках, коли:

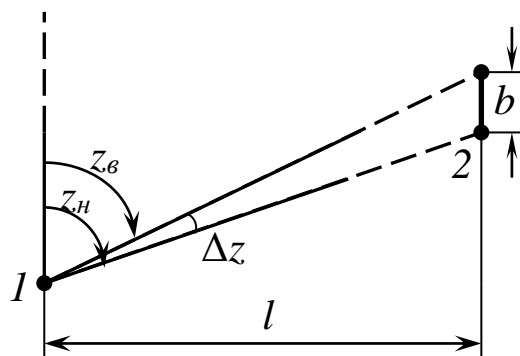
- необхідно визначити осідання точок, розташованих на суттєво різних висотах, тобто коли потрібно збільшити діапазон вимірювань;

- необхідно визначити перевищення між недоступними точками на великій висоті.

Тригонометричне нівелювання доцільно використовувати у важкодоступних місцях високих будинків, гребель, споруд баштового типу, в гірських районах.

У тригонометричному нівелюванні перевищення  $h_{1,2}$  між точками 1 та 2 визначають за нахиленим під кутом  $z$  до вертикалі променем візування та за горизонтальним прокладанням між цими точками. Зенітну відстань визначають за допомогою теодоліта або електронного тахеометра (рис. 9.17).

При спостереженнях за осіданнями найчастіше застосовують тригонометричне нівелювання з короткими променями (від 5 до 100 м), що забезпечує визначення положення точок, які спостерігаються, по висоті, з середньою квадратичною похибкою 0,1—0,4 мм. Це обумовлено тим, що при коротких відстанях покращуються умови видимості, зменшується вплив рефракції. Візирними цілями при використанні теодоліта служать рейки з двома візирними марками, а при використанні електронного тахеометра застосовують світловідбивні плівки – катафоди.



**Рис.9.17. Схема визначення відстані до базису при використанні теодоліта**

Перевищення між горизонтальною віссю обертання труби теодоліта та віссю штриха візирної марки на рейці обчислюють за формулою



$$h = l \operatorname{ctg} z \quad (9.30)$$

де  $l$  - горизонтальне прокладання від приладу до візирної марки,  $z$  - зенітна відстань марки.

Довжину  $l$ , вимірюють за допомогою електронного тахеометра безпосередньо або обчислюють за формулою (рис.9.14).

$$l = b \frac{\sin z_n \cdot \sin z_v}{\sin(z_n - z_v)} \quad (9.31)$$

де  $b$  - відстань між візирними марками на рейці;  $z_n$ ,  $z_v$  - зенітна відстань нижньої та верхньої візирних марок на рейці, виміряні високоточним теодолітом.

На точність тригонометричного нівелювання впливають похибки визначення лінійної та зенітної відстаней. Похибка зенітної відстані залежить від неточності суміщення кінців бульбашки контактного рівня при алідаді вертикального круга (або точності роботи компенсатора), неточності візування, неточності суміщення штрихів вертикального круга у полі зору оптичного мікрометра в оптичних теодолітах, вплив систематичної та випадкової помилки поділок лімбу вертикального круга, неточності визначення рену та ін. Крім того, на точність тригонометричного нівелювання впливають зовнішнє середовище, нестійкість штативу під дією вітру, сонячного нагрівання і т.і., похибка у вимірюванні зенітної відстані із-за нестабільності місця зеніту  $M_Z$  під впливом теплових змін зовнішнього середовища, вплив вертикальної рефракції.

Найкращим для виконання тригонометричного нівелювання вважають час, коли коефіцієнти рефракції найбільш стійкі, тобто: в умовах найкращої видимості, при слабкому вітрі, при спокійних зображеннях, у похмуру погоду. Вимірювання зенітних відстаней рекомендується виконувати серіями в різний час дня циклами по

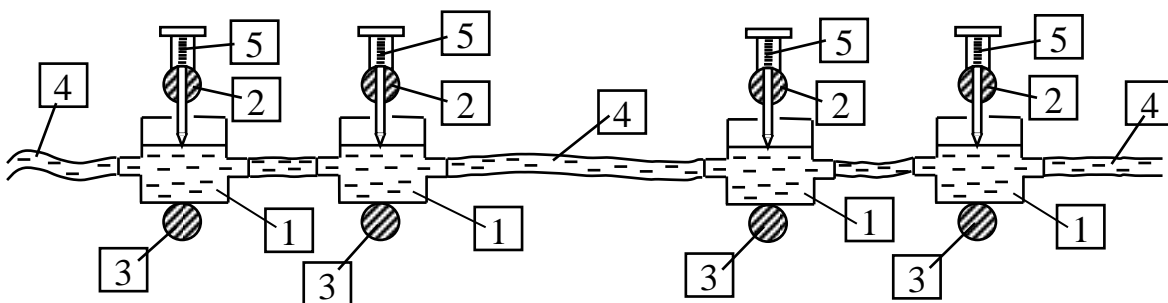
2—3 дні. Для ослаблення дії рефракції на результати вимірювань обчислюють середнє значення з усіх вимірювань в циклі.

**Гідронівелювання** виконують гідростатичним, гідродинамічним та гідромеханічним методами.

Гідростатичне нівелювання використовують при спостереженнях за осіданнями споруди або її окремих частин (конструкцій). На споруді встановлюють стаціонарну автоматизовану систему, яка складається із спеціальних датчиків.

Найбільш проста гідростатична система складається із металевих або пластикових труб закріплених горизонтально на стіні споруди на однаковій висоті. Між собою обрізки труб з'єднують шлангами або трубами меншого діаметру (рис.9.18) і систему заповнюють рідиною. В характерних місцях можливих деформацій конструкцій споруди в стіні закладають осідальні марки спеціальної конструкції. При вимірюваннях переносний датчик 5 закріплюють на марці 2 і обертанням гвинта датчика фіксують відлік контакту загостреного штока з рідиною.

Позначку на опорну деформаційну марку передають від марок та реперів державної висотної основи. За показниками датчиків обчислюють висоти деформаційних марок в кожному циклі вимірювань і визначають величину деформацій конструкцій в місцях розміщення осідальних марок.



*Рис. 9.18. Стаціонарна гідростатична система*

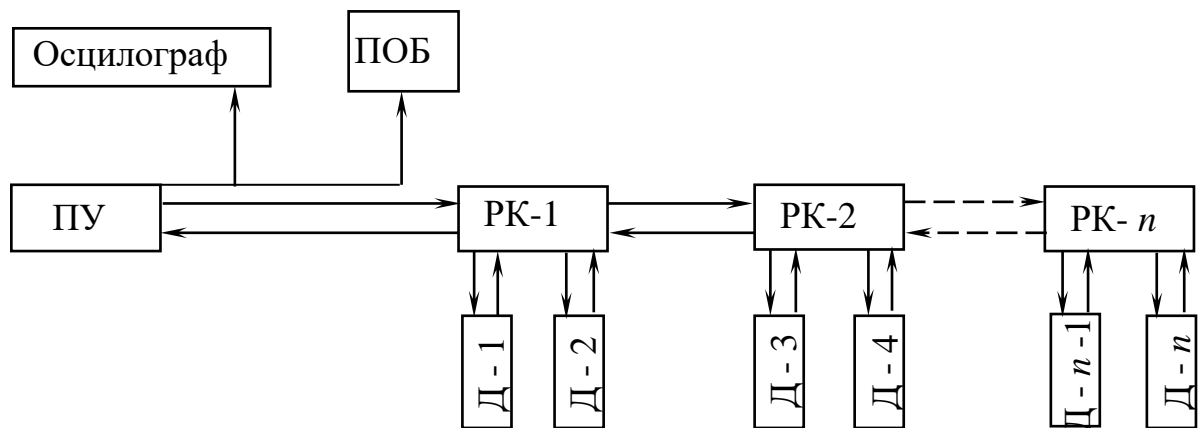
- 1 – труба; 2 – деформаційна марка; 3 – стержні; 4 – шланг;  
5 - вимірювач

Існують автоматизовані гідростатичні та гідродинамічні системи нівелювання. В них використовують фотоелектричні та електроконтактні способи реєстрації відліків положення рівня рідини.

Принципова електрична блок-схема гідростатичної системи показана на рис. 9.19.

Гідростатична система дозволяє в автоматичному режимі за допомогою пульта управління (ПУ) знімати показання рівня рідини з кожного датчика встановленого на осідальній марці.

Системи гідродинамічного нівелювання з поршневым пристроєм СГДН-ПУ (Вірменія) дозволяє розширити діапазон вимірювання вертикальних деформацій і спростити процес автоматизації вимірювальних робіт.



**Рис. 9.19. Електрична блок-схема гідростатичної системи**

ПУ – пульт управління; ПОБ – переобліковий блок; РК – розподільча коробка; Д – датчики рівня рідини

Різниця визначених позначок між циклами спостережень характеризує величину осідання деформаційних марок. Вимірювання виконують з середньою квадратичною похибкою близько до 0,1 мм.

Гідростатичне нівелювання може бути широко використане при дослідженнях деформацій інженерних споруд з високою точністю вимірювань.

В практиці спостереження за осіданнями і нахилами будинків (споруд) можуть бути використані перші два методи. Метод гідромеханічного нівелювання при виконанні цих робіт не забезпечує необхідної точності вимірювань.

Засоби вимірювань методів гідронівелювання застосовують в трьох варіантах: переносному; стаціонарному з необхідністю присутності оператора на точках спостережень; стаціонарному з дистанційним зніманням інформації.

Гідростатичне нівелювання застосовують у всіх трьох варіантах, гідродинамічне – переважно в останньому.

В гідростатичному нівелюванні відліковою поверхнею є поверхня рідини, що покоїться у сполучених посудинах. В посудинах рідина знаходиться у стані гідростатичної рівноваги.

Якщо у сполучених посудинах рідина однорідна (за складом, температурою і т.і.), то вільна поверхня рідини в них встановлюється на одному рівні, незалежно від площини поперечного перерізу посудин та маси рідини. Якщо рідина у суміжних посудинах неоднорідна, то між рівнями в них буде мати місце перевищення величиною

$$\Delta h = H_1 \frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho_2} \quad (9.32)$$

де  $H_1$  - висота рівня рідини у першій посудині;  $\rho_1, \rho_2$  - щільність рідини у першій та другій посудинах.

Для спостереження за осіданнями і нахилами будинків (споруд) та їх конструкцій використовують переносні прилади з контактною реєстрацією положення рівня рідини.

Гідростатичне нівелювання виконують в такій послідовності:

- очищення посадкових місць від бруду, пилу і т.і.;
- встановлення приладу у робоче положення;
- відкриття кранів;

- взяття відліків з обох головок після заспокоєння коливання рідини;

- закриття кранів та перехід на слідуючу станцію.

У закритих приміщеннях сучасними гідростатичними приладами можна виміряти перевищення на станції з похибкою 0,01—0,02 мм при відстанях між точками, що нівелюються, до 40 м. В умовах відкритих майданчиків при дотриманні необхідних вимог, ослаблюючих вплив основних джерел похибок, перевищення можна виміряти з похибкою 0,02-0,5 мм.

В стаціонарному варіанті можна застосувати ті самі прилади, але встановлюють їх на спостережувальних точках на довгий період часу або постійно. Стаціонарно може бути встановлена ціла серія вимірювальних головок, об'єднаних в єдину гідростатичну систему. Одна з головок при цьому приймається за опорну, її краще, якщо це можливо, встановити на найбільш тверду точку, яка має невеликі вертикальні переміщення у часі.

Найбільший вплив на точність гідростатичного нівелювання чинять похибки, викликані впливом зовнішніх умов (зміни температури, зовнішнього тиску).

При гідростатичному нівелюванні вимірювання виконують в процесі руху рідини у сполучених посудинах, безперервно змінюючих своє положення по висоті.

Спрощений гідродінамічний нівелір містить сполучені посудини-датчики, встановлених на точках, що нівелюються, та пов'язаних з загальною вимірювальною посудиною – баком. У кожній посудині-датчику є штоки – сигналізатори рівня рідини.

Між рівнями в посудинах встановлюються постійні різниці висот. По закінченні визначеного часу у сполучених посудинах-датчиках здійснюється контакт рідини з кінцівкою штоку сигналізатора. Це стає сигналом для реєстрації положення рівня у вимірювальній посудині-баку. Після знімання інформації з усіх штоків-сигналізаторів процес вимірювань закінчується і система

повертається у вихідне положення. При змінненні перевищення зміниться час контакту з рідиною штока-сигналізатора у відповідній посудині-датчику.

**Мікронівелювання** при спостереженнях за осіданнями застосовують лише у особливих випадках і переважно у тому випадку, коли точки, що спостерігаються, розташовані близько одна до одної, на відстані, що дорівнює базі приладу (біля 1,5 м). Мікронівелювання застосовують також для контролю площинності будь-яких поверхней, вимірювання кривини криволінійних профілів і т.і.

Найпростіші мікронівеліри являють собою накладні рівні з великою (рознесеною) базою. Вони складаються з жорсткої рамки з двома або трьома сферичними упорами. На рамі розміщений точний циліндричний рівень з ціною поділки 2-10". Для усунення поперечних нахилів на рамі може бути встановлений поперечний циліндричний рівень з ціною поділки 30". Знаючи ціну поділки рівня  $\tau''$  та довжину бази  $b$  (відстань між опорами), можна легко обчислити перевищення однієї точки над іншою за формулою

$$\Delta h = \frac{\tau'' n b}{\rho''}, \quad (9.33)$$

де  $n$  - відхилення бульбашки рівня від середнього положення у поділках.

На точність роботи мікронівелірів впливають в основному похибки: відлікового пристрою; приведення бульбашки основного робочого рівня до нуля-пункту; зміни температури, механічної деформації корпусу та окремих частин приладу.

Точність вимірювань перевищення за допомогою мікронівеліра у виробничих цілях можна обчислити за різницями подвійних вимірювань. Середня квадратична похибка перевищення на базі одного метра, виміряного за один прийом, дорівнює 0,010 мм. У кутовій мірі це дорівнює 2".

В стереофотограмметричному способі використовують фототеодоліт для фотознімання досліджуваної інженерної споруди. При цьому обчислюють різниці координат характерних точок споруди по фотознімкам початкового або попереднього циклів фотознімання.

В стереофотограмметричному способі фотознімання в кожному циклі виконують з двох точок закріпленого базиса вимірюного з високою точністю. Визначення деформацій споруд стереофотограмметричним способом може досягати середньої квадратичної похибки біля  $\pm 1,0$  мм.

При спостереженнях за осіданнями інженерних споруд з підвищеними вимогами до точності виконання робіт розробляють спеціальну методику геодезичних вимірювань. Якщо на об'єкті спостережень необхідно виконувати вимірювання осідань різної точності, то проектують двох- і трьохступеневу схему геодезичних вимірювань деформацій споруди.

### ***§9.8. Вимірювання горизонтальних зміщень споруд***

Горизонтальні зміщення фіксованих на споруді точок визначають як різницю їх координат, отриманих в різні моменти часу та в єдиній системі координат. Існують два способи розв'язання задачі визначення величини зміщення: по двох координатах та по одній координаті. У першому випадку для визначення координат точок застосовують лінійно-кутові спостереження, у другому – створні методи.

Лінійно-кутовим способом визначають величину зміщення по осям координат  $x$  та  $y$ . Для цього створюють біля інженерної споруди мережі триангуляції, трилатерації, полігонометрії, комбінованих мереж, кутових та лінійних засічок в залежності від параметрів споруди, геометричної форми та характеру споруди, вимог точності та умов вимірювань, організації робіт та ін.

При цьому важливо в кожному циклі вимірювань дотримуватись постійності схеми і методики вимірювань, що дозволяє в кінцевому підсумку отримати достовірні в часі горизонтальні зміщення конструкцій споруд.

Стосовно до вимірювань деформацій кожна з видів лінійно-кутових мереж володіє рядом специфічних особливостей. Але для всіх видів характерним є постійність схеми вимірювань та необхідність отримання у кінцевому підсумку не самих координат деформаційних точок, а їх вимірювань у часі, тобто різниць координат в  $m$ -ому та  $k$ -ому циклах.

Для створних вимірювань характерні ті ж вимоги, що і для лінійно-кутових мереж. Разом з тим важливим для них є вибір правила знаків вимірюваних відхилень від створа (нестворностей) та його збереження на весь період спостережень.

Найчастіше мережи створюються в умовній системі координат як нуль-вільні, тобто з одним вихідним пунктом, який й приймають за початок умовної системи координат. Як вихідний напрямок приймають напрямок на другий пункт мережі суміжний з вихідним та пов'язаний з ним вимірюваннями.

Вихідний пункт намагаються вибрати або в центрі мережі, або в її лівому нижньому куті, надавши йому такі значення координат, при яких координати всіх пунктів мережі були б додатні. Дирекційний кут вихідного напрямку призначають, як правило,  $0^\circ$  або  $90^\circ$ .

Пункти опорної мережі приймають за вихідні, з яких методами лінійно-кутових спостережень визначають зміщення споруд.

**Спосіб напрямків** використовують при відсутності можливості закріплення створу на споруді та коли число точок, за якими спостерігають, невелике (3—5 точок). Для вимірювання зміщення споруди способом напрямків необхідно встановити не менше трьох опорних пунктів I, II, III (рис.9.20).



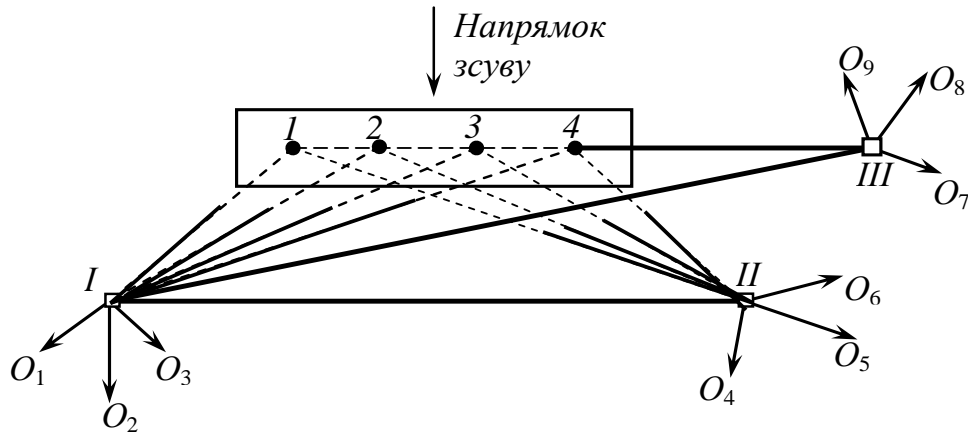


Рис. 9.20. Визначення зміщень споруди способом напрямків

При цьому один з них, наприклад III, бажано розмістити так, щоб напрямок з нього на точки, що спостерігаються (1, 2, 3, 4), були приблизно перпендикулярними до напрямку очікуваного зміщення споруди, а кут засічки був не менше  $30^\circ$ . Відстань від опорного пункту до точки, що розміщена на споруді, не повинна перевищувати 1000 м. Величина зсуву спостерігаємої точки  $q$  з кожного опорного пункту визначається за відстанню та зміною орієнтирного напрямку [89].

$$q = l \frac{\Delta\beta''}{\rho''}, \quad (9.34)$$

де  $l$  - відстань від опорного знаку до спостерігаємої точки споруди;  $\Delta\beta$  - зміна напрямку на точку споруди між циклами вимірювань.

У кожному циклі вимірювань повинна контролюватися стійкість опорних знаків. Для цієї мети використовують обернені засічки, трилатерацію і т.і. У всіх циклах орієнтирні напрямки  $IO_1, IO_2, \dots$  повинні бути ті самі. Зміщення споруди визначаються тільки із стійких опорних пунктів.

**Спосіб триангуляції та кутові засічки** використовують для визначення горизонтальних зміщень споруд, розташованих у

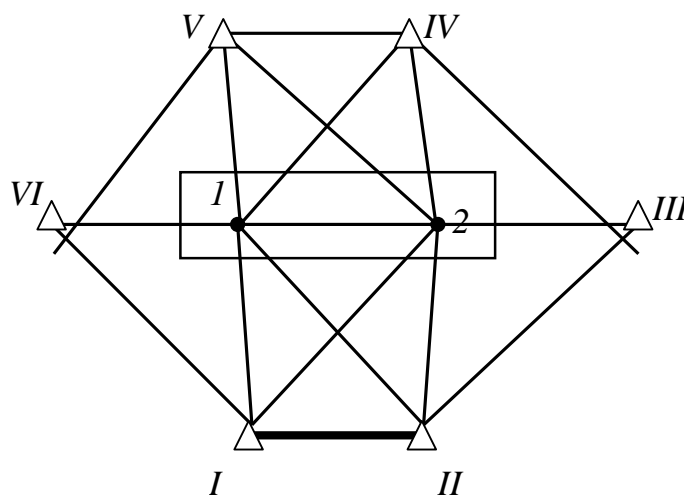
пересіченій або гірській місцевості, наприклад, при спостереженнях аркових гребель.

Деформаційні знаки споруди можуть бути розміщені на різній висоті; вони або включаються в триангуляційну мережу, якщо на них можна встати з теодолітом, або визначаються прямими засічками (рис.9.21.). В мережі вимірюють базиси та кути, після вирівнювання мережі обчислюють координати спостерігаємих точок. Величину та напрямок горизонтального зміщення споруди обчислюють за змінами координат, отриманих в різних циклах вимірювань.

Середня квадратична похибка зміщення  $m_q$  обчислюється за формулою [89]:

$$m_q = \sqrt{m_{\Delta x}^2 + m_{\Delta y}^2}. \quad (9.35)$$

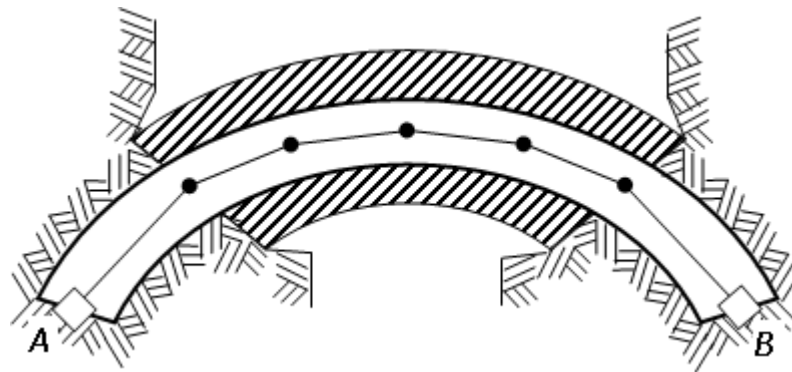
Пункти триангуляції повинні розташовуватися поза деформаційною зоною споруди.



**Рис. 9.21. Визначення зміщень споруди способом триангуляції**

В окремих випадках за умовами вимірювань триангуляцію замінюють трилатерацією або лінійно-кутовою мережею.

При роботі у тісних умовах будівництва іноді доцільно деформації споруд визначати з повторних полігонометричних вимірювань. Наприклад, полігонометрію зручно використовувати при вивченні горизонтальних зміщень тоннелей, аркових гребель та багатьох кільцевих споруд (рис.9.22).



**Рис.9.22. Визначення зміщень споруди способом полігонометрії**

З-за відсутності орієнтирних напрямків прилеглі кути (примикання) на опорних пунктах не вимірюють, здійснюють лише координатну прив'язку. Середню квадратичну похибку  $M$  визначення координат точки, розташованої усередині такого хода витягнутої форми, з рівними сторонами, обчислюють за формулами:

$$M_s = 0,5m_s \sqrt{n}; \quad (9.35)$$

$$M_\beta = \frac{m_\beta}{\rho} s \sqrt{\frac{n(n^2 + 3)}{48}}; \quad (9.36)$$

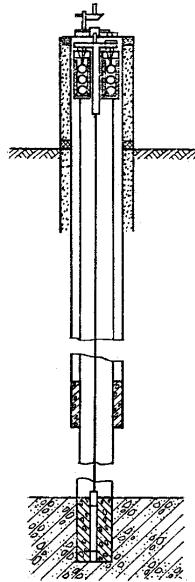
$$M = \sqrt{M_s^2 + M_\beta^2}. \quad (9.37)$$

де  $M_s$  та  $M_\beta$  - похибки точки, викликані похибками вимірювання  $m_\beta$  кутів та  $m_s$  ліній,  $n$  - число ліній в ході.

Полігонометричні вимірювання часто виконують разом із спостереженнями прямих та обернених висків.

У **способі прямого виска** вертикальна лінія фіксується дротом діаметром 0,8—1,2 мм, підвішеним на верхньому ярусі з тягарем вагою 20кг. На нижньому ярусі положення дроту в кожному циклі визначають за допомогою координатометра механічного та оптико-електронного типу, що забезпечує точність 0,5-1 мм. Головним джерелом похибок є коливання виска.

Спостереження за зміщеннями основи споруд можуть бути виконані за допомогою **обернених поплавкових висків** конструкції М.С.Муравйова, побудованих у вертикальних шахтах. Якір нитки виска (інварного дроту) закріплюють у основі споруди. Верх нитки жорстко зв'язаний з поплавком, плаваючим у круглій посудині з рідиною. Силою виштовхування він натягує нитку (рис.9.23).



*Рис.9.23. Конструкція оберненого поплавкового виска*

При зміщенні основи греблі переміщується і якір нитки і, відповідно, верхня осьова точка плаваючої системи. Величина цього верхнього переміщення вимірюється за допомогою мікроскопу відносно незалежних від виска осей координатного

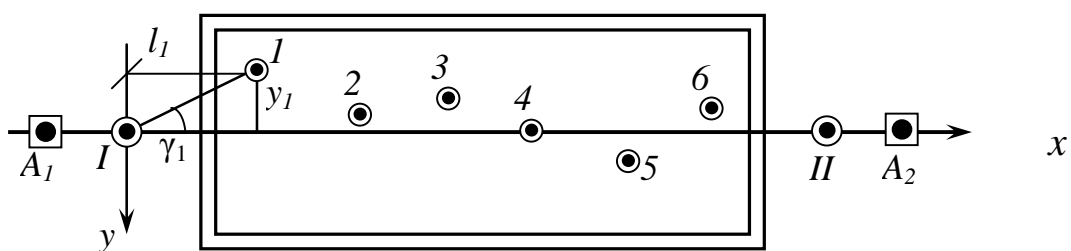
столу. Для визначення абсолютної величини зміщення необхідно знати переміщення координатного столу, яке може бути знайдено із тригонометричних спостережень.

Геодезичні вимірювання з метою визначення положення ряду проміжних точок відносно вертикальної площини, що проходить через два вихідних пункти, називаються **створними вимірюваннями** (рис.9.24).

Вподовж створу розміщують ось абсцис, тоді нестворності, що вимірюються, будуть являтися ординатами.

Закріплені вихідні точки створу  $A_1$  та  $A_2$  повинні, по можливості, розміщатися поза деформаційною зоною і бути у межах точності вимірювань стабільні на весь період спостережень.

Створ задається високоточними оптичними приладами (теодолітом, алініметром, мікротелескопом) або реалізується натягнутою струною. Створні вимірювання застосовують для визначення зміщень прямолінійних гребель, мостових переходів, підпірних стінок, колон будинків та інших споруд, де є можливість встановити деформаційні знаки в плані на одній прямій та по висоті розмістити їх приблизно на одному рівні. На рис. 9.24 наведена найбільш проста схема розташування знаків при створних вимірюваннях, де  $A_1$  та  $A_2$  - вихідні (опорні) пункти;  $I$  та  $II$  – закріплені пункти створу;  $1, 2, 3\dots$  - точки, що спостерігаються (деформаційні).



**Рис.9.24. Схема розташування знаків при створних спостереженнях**

При спостереженнях за горизонтальними зміщеннями споруд відхилення точок від створу визначається за допомогою вимірювань **малих паралактичних кутів** або з використанням рухомої візирної марки. Сутність вимірювання зміщень малими кутами полягає в тому, що, встановивши прилад на пункті  $I$  та зорієнтувавши його по створу  $I—II$ , вимірюють оптичним або окулярним мікрометром декількома прийомами кутове відхилення від створу кожної із спостерігаємих точок  $1, 2, 3...$  За обчисленими кутовими відхиленнями  $\gamma_j$  та відстаннями  $l_j$  до цих точок визначають лінійні величини поперечних зміщень [89]

$$y_j = l_j \frac{\gamma_j''}{\rho''} \quad (9.38)$$

Так як при облаштуванні створу намагаються знаки, що спостерігаються, розташувати в плані по одній прямій, допускаючи відхилення не більше декількох сантиметрів, то при вимірюванні відстані між ними, вплив похибок цього вимірювання на точність нестворності буде визначатися у сотих долях міліметра і нею можна знехтувати, обчислюючи середню квадратичну похибку за формулою [89]

$$m_{y_j} = l_j \frac{m_{\gamma_j}}{\rho''}, \quad (9.39)$$

де  $m_{\gamma}$  - похибка вимірювання кута.

У способі **рухомої марки** вимірюють безпосередньо величину нестворності  $y$ . Для цього рухома марка забезпечена мікрометерним гвинтом. Відлік по шкалі цього гвинта, коли вісь симетрії візирної цілі проходить через центр знака, називається місцем нуля марки та визначається за допомогою теодоліта обертанням марки навколо основної осі на  $180^\circ$ .

При спостереженнях рухому марку встановлюють на створному знаку і за сигналом спостерігача або за допомогою автоматичного дистанційного управління її візирну ціль навідним гвинтом пересувають до повного суміщення вертикальної вісі цієї цілі з колимаційною площиною теодоліта, орієнтованого по створу I—II. Взявши при цьому відлік по шкалі навідного гвинта та відрахувавши від нього місце нуля, знаходять величину нестворності у спостерігаємій точці. Такі визначення при кожному крузі повторюють 2—3 рази і з них обчислюють середнє. При цьому рекомендується вводити візирну марку в створ один раз при її переміщенні вправо, другий раз – вліво.

Середня квадратична похибка способу може бути обчислена за формулою [89]

$$m_y^2 = \frac{l^2}{\rho^2} (m_0''^2 + m_\epsilon''^2 + m_\phi''^2) \quad (9.40)$$

де  $m_0''$  - кутова похибка орієнтування створу, тобто похибка візування на нерухому марку;  $m_\epsilon''$  - кутова похибка введення рухомої марки в створ;  $m_\phi''$  - кутова величина похибки фокусування;  $l$  - відстань від приладу до точки, яку спостерігають.

При

$$m_0'' \approx m_\epsilon'' \approx m_\phi'' = \frac{20''}{v}$$

Отримаємо

$$m_y = \frac{l \cdot 20'' \sqrt{3}}{\rho'' v}, \quad (9.41)$$

де  $v$  - збільшення зорової труби.

**Величина горизонтального зміщення** визначається як різниця нестворностей  $y_j$  та  $y_0$ , виміряних у поточному та початкових циклах.

$$u_{j,0} = y_j - y_0, \quad (9.42)$$

або між суміжними циклами

$$u_{j,j-1} = y_j - y_{j-1} \quad (9.43)$$

Середні квадратичні похибки горизонтальних зміщень, визначених за формулами (9.44) та (9.45.), будуть дорівнювати:

- для способу малих кутів

$$m_{u_\gamma} = \frac{l m''_\gamma \sqrt{2}}{\rho''}; \quad (9.44)$$

- для способу рухомої марки

$$m_{u_y} = \frac{l \cdot 20'' \sqrt{6}}{\rho'' v}. \quad (9.45)$$

З формул (9.44) та (9.45) випливає, що похибка визначення зміщень створним методом збільшується пропорційно відстані від приладу до точок, що спостерігаються.

### **§ 9.9. Спостереження за кренами, тріщинами та зсувами**

Характерною особливістю баштових споруд (димові труби, градирні, ректифікаційні колони, водонапорні башти і т.і.), обумовленою, головним чином, їх призначенням, є значна висота при малих розмірах основи. Відношення діаметра основи до



висоти для сучасних споруд цього типа складає 1/8—1/20. При такій геометрії споруди мають місце великі навантаження на основу, викликані масою споруди, а також впливом на його надземну консольну частину таких зовнішніх факторів, як боковий тиск вітру та одностороннє сонячне нагрівання.

Виникаючі навантаження призводять до ущільнення ґрунтів та викликають осідання споруди. В результаті неоднорідних властивостей основи до дії антропогенних факторів (штучні зміни фізико-механічних властивостей ґрунтів, будівельні навантаження, динамічні навантаження технологічних процесів і т.і.) може відбуватися нерівномірне осідання  $\Delta S_{n,m}$ , що викликає крен споруди – відхилення його осі від вертикалі (рис.9.25) [88].

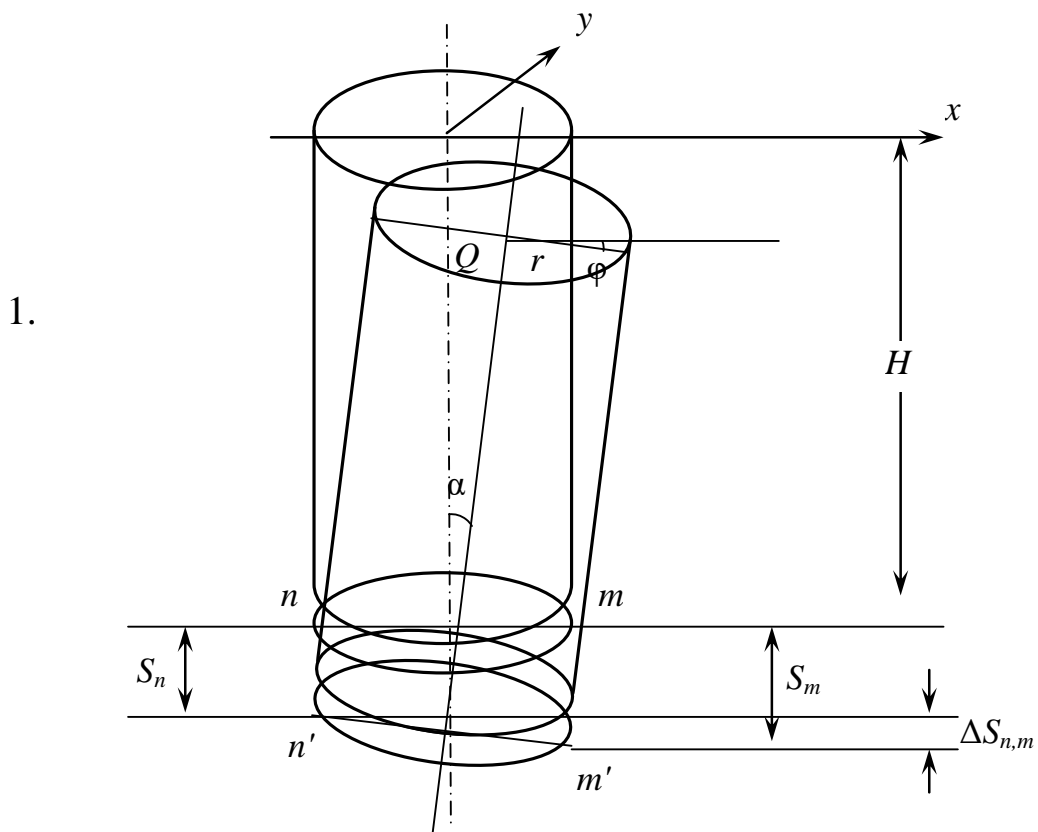


Рис.9.25. Деформація баштової споруди

Величину крену виражають в лінійній мірі- $Q$ , відносній –  $i=Q/H$ , та кутовій –  $\alpha = \arctg i$ , де  $H$  - висота споруди.

Якщо на споруду діють різні фактори, то може відбутися його кручення та вигин відносно вертикальної осі. Величину кручення характеризують кутом повороту  $\varphi$  радіуса-вектора  $r$  відносно однієї з осей координат. В лінійній мірі величина кручення може бути виражена довжиною дуги  $\left(\frac{\varphi}{\rho}\right)r$ , на яку перемістилась фіксована точка. В результаті вигину вертикальна вісь симетрії башти перетворюється в криву, яку можна представити рівнянням. Вигин характеризують також прогином – відхиленням точок кривої від лінії, що проходить через кінці кривої.

Різниця осідання  $\Delta S$ , крен  $i$ , середнє осідання  $S$  баштової споруди є дуже важливими характеристиками, які визначають його стійкість та експлуатаційну надійність. В [86] наведені граничні допустимі величини деформації для деяких типів баштових споруд.

Таблиця 9.3

**Граничні допустимі деформації**

Тип споруди	Граничні деформації		
	Відносна різниця осідання $\Delta S/L$	Крен $i$	Середнє осідання $S$ , см
Комплекс споруд елеваторів на монолітному фундаменті	--	0,003	40
Окремо стоячі силосні башти	--	0,004	40
Димові труби висотою $H$ , м			
$H \leq 100$	--	0,005	40
$100 < H \leq 200$	--	$\frac{1}{2}H$	30
$200 < H \leq 300$	--	$\frac{1}{2}H$	20
$H > 300$	--	$\frac{1}{2}H$	10
Інші жорсткі споруди до 100 м	--	0,004	20
Антенні споруди зв'язку			
Щогли	--	0,001	--
башти	0,001	--	--
Опори ліній електропередач	до 0,002	0,002	--

Граничні допустимі деформації можуть служити вихідними даними і для призначення точності визначення кренів.

Всі відомі **способи визначення кренів** основані на застосуванні механічних та оптичних висків або теодолітів. Вибір того або іншого способу залежить від умов виконання вимірювань та точності, що необхідна.

До оптичних висків, якими завдають вертикальну лінію, відносно якої вимірюють відхилення фіксованих на споруді точок, відносять різні оптичні прилади вертикального проектування з рівнями або компенсаторами, що автоматично приводять візирну вісь у прямовисне положення. Оптичні прилади вертикального проектування дозволяють визначати крени споруд до 100 м з похибкою приблизно 1 мм.

Застосування для визначення кренів механічних висків, у яких вертикальність нитки встановлюється під дією сили ваги тягаря, обмежується, в основному, із-за значного впливу основного джерела похибок цього способу – коливання нитки або струни під дією повітряних потоків. Нитковий висок забезпечує проектування по вертикалі в середньому з похибкою 1/1000 Н. Більш точні результати дає струнний висок, оснащений координатометром.

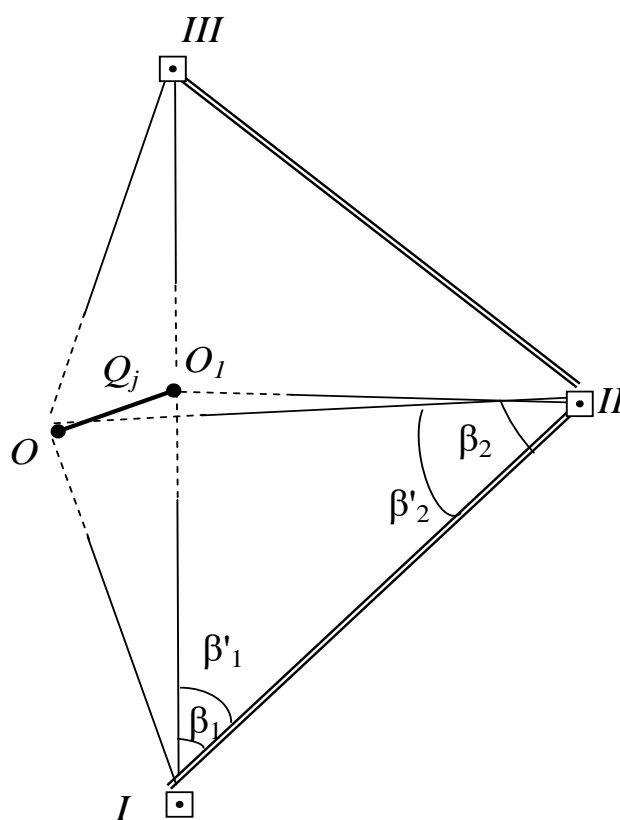
В багатьох випадках практики крен зручно визначати теодолітом, застосовуючи спосіб координат, вертикального проектування та спосіб кутів.

**Спосіб координат** полягає у визначенні методом прямої однократної або багатократної засічки з пунктів опорної геодезичної мережі координат добре помітної або спеціально замаркованої точки на вершині споруди (рис.9.26).

Повну величину крену, його складових по осях координат та дирекційні напрямки крена на момент  $j$ -го циклу спостережень обчислюють за формулою

$$Q_j = \sqrt{Q_{x_j}^2 + Q_{y_j}^2}; \quad \alpha_{\theta_j} = \arctg \frac{Q_{y_j}}{Q_{x_j}}, \quad (9.46)$$

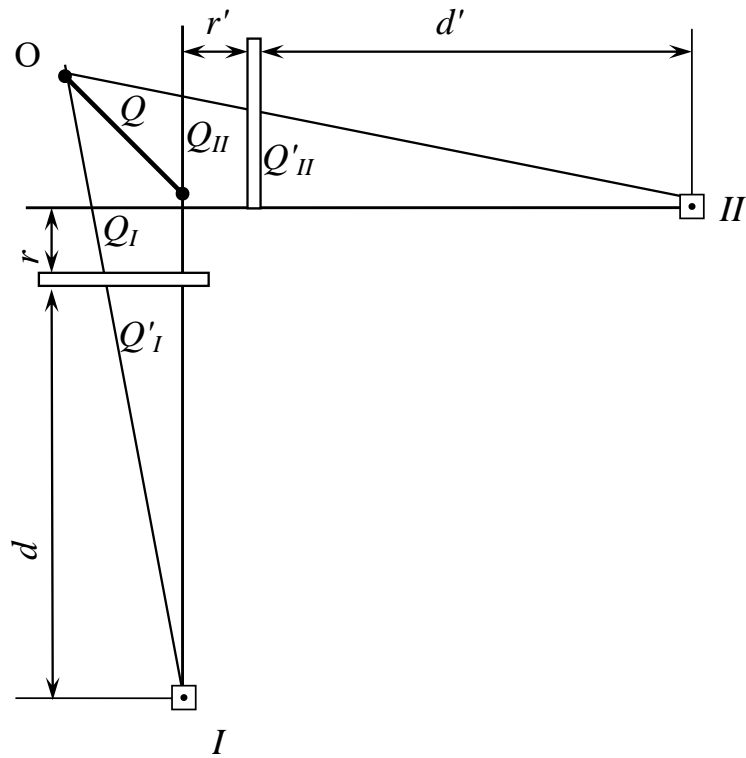
де  $Q_x = x_j - x_0$ ,  $Q_y = y_j - y_0$ ;  $\alpha_{\theta_j}$  - дирекційний кут напрямку крена. За  $x_0$  та  $y_0$  можна прийняти проектні координати спостережаної точки. Точність вимірювань обчислюють за формулами прямої багатократної засічки.



*Рис. 9.26. Схема визначення крена способом координат*

В способі вертикального проектування спостереження виконують теодолітами з двох опорних пунктів *I* та *II*, розташованих на взаємно перпендикулярних осях споруди (рис.9.27).

Добре помітну точку *O* або марку верху споруди проектують колимаційною площиною теодолітів та фіксують відліками на спеціально закріплених рейках або палетках в основі споруди.



**Рис.9.27. Схема визначення крена способом вертикального проектування**

Різниця відліків, отриманих із вимірювань у поточному та початковому циклах спостережень, дають величини кренів  $Q'_I$  та  $Q'_II$  в площині рейок. Фактичні величини складових крена отримують з виразів

$$Q_I = Q'_I \left(1 + \frac{r}{d}\right) ; \quad Q_{II} = Q'_{II} \left(1 + \frac{r'}{d'}\right) , \quad (9.47)$$

де  $d$  та  $d'$  - відстань від теодоліта до рейки, відповідно на пунктах  $I$  та  $II$ ;  $r$  та  $r'$  - відстані від рейок до центра споруди. Точність способу залежить, головним чином, від точності приведення осі обертання теодоліта у прямовисне положення.

В способі **горизонтальних кутів** на двох пунктах опорної мережі  $I$  та  $II$  у початковому циклі спостережень вимірюють кути



Якщо напрямки з опорних пунктів розташовуються під деяким кутом засічки  $\gamma$ , але відмінним від  $90^\circ$  в невеликих межах, то повний крен обчислюють за формулою

$$Q = \frac{1}{\sin \gamma} \sqrt{Q_I^2 + Q_{II}^2 - 2Q_I Q_{II} \cos \gamma}. \quad (9.49)$$

Точність визначення крена цим способом в основному залежить від точності вимірювання кутів  $\beta$ . При  $s_{IO}=s_{IIO}=s$  середня квадратична похибка визначення крена дорівнює  $m_Q = \frac{2s \cdot m_\beta}{\rho''}$ ,

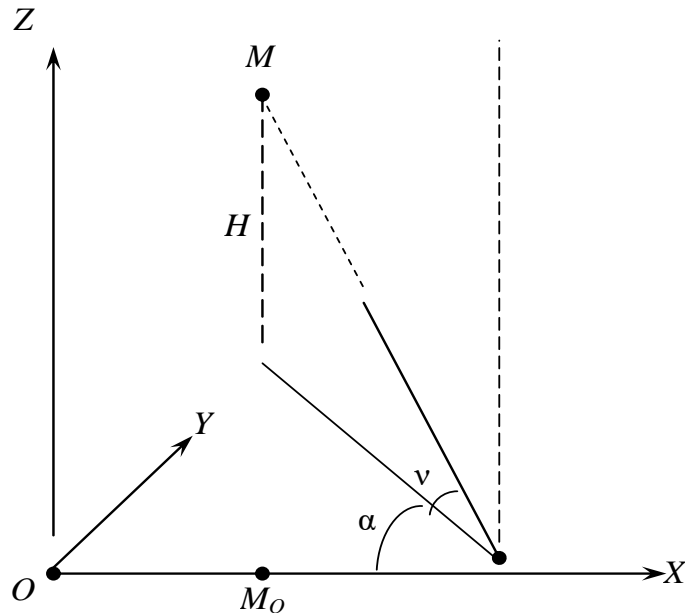
або  $m_Q = \frac{2s \cdot m_\beta}{\rho \cdot \sin \gamma}$ , якщо напрямки розташовані під кутом  $\gamma$ .

У наступних циклах спостережень вимірювання кутів на точку нижнього перерізу можна не робити, беручи їх значення з початкового циклу.

В способі **горизонтальних та вертикальних кутів** з одного опорного пункту, розташованого на можливо близькій відстані від споруди, теодолітом вимірюють горизонтальний кут між напрямками на центр споруди у нижній основі і на точку на верху споруди, а також кут нахилу  $\nu$  на верхню точку, що спостерігається, та її висоту  $H$  над віссю обертання зорової труби теодоліта (рис.9.29). При вимірюванні горизонтального кута за вихідний може бути прийнято напрямок на допоміжну точку  $M_0$  в основі споруди, яка знаходиться приблизно у створі лінії між центром та опорним пунктом.

Складові крена в період між початковим та поточним циклами спостережень, у прийнятій на рис.9.29 системі координат, знаходять з виразу

$$\left. \begin{aligned} Q_X = X_j - X_0 &= -\frac{H_j \cos \alpha_j}{\operatorname{tg} v_j} + \frac{H_0 \cos \alpha_0}{\operatorname{tg} v_0}; \\ Q_Y = Y_j - Y_0 &= \frac{H_j \sin \alpha_j}{\operatorname{tg} v_j} - \frac{H_0 \sin \alpha_0}{\operatorname{tg} v_0}. \end{aligned} \right\} \quad (9.50)$$



**Рис. 9.29. Схема визначення крена способом горизонтальних та вертикальних кутів**

Середні квадратичні похибки їх визначення обчислюють за формулами:

$$m_{Q_X} = \frac{H\sqrt{2}}{\rho'' \sin^2 v_j} m_v; \quad m_{Q_Y} = \frac{H\sqrt{2}}{\rho'' \operatorname{tg} v_j} m_\alpha. \quad (9.51)$$

Висота  $H_j$  спостерігаємої точки у поточному циклі може бути обчислена за формулою

$$H_j = H_0 + \Delta H_t \quad (9.52)$$

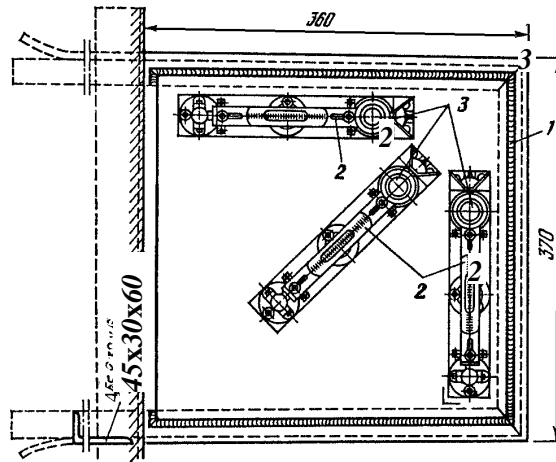
де  $H_0$  - висота спостерігаємої точки, отримана у початковому циклі методом нівелювання при температурі  $t_0$ ;  $\Delta H_t = \alpha H(t_j - t_0)$  - температурна поправка;  $\alpha$  - коефіцієнт лінійного розширення (для залізобетонних споруд  $\alpha = 12,5 \times 10^{-6}$ ).



Для більш повного виявлення причин та характеру деформацій додатково до спостережень за абсолютними або відносними осіданнями та горизонтальними зміщеннями вимірюють локальні деформації окремих елементів споруди в різних її частинах. Головними причинами локальних деформацій є нерівномірні осідання, перевантаження та перенапруження в несучих конструкціях, температурно-вологовий вплив. Локальні деформації характеризуються взаємними зміщеннями близько розміщених частин споруди, які знаходяться на одному або суміжних конструктивних його елементах. Проявом таких деформацій є нахили (крени) окремих частин споруди, тріщини, розкриття будівельних стиків та деформаційних швів, прогини, кручення та інші викривлення будівельних конструкцій.

Спостереження за локальними деформаціями полягають у вимірюванні невеликих лінійних або кутових відхилень між точками на спостерігаємих елементах споруди. При цьому застосовують спеціальні вимірювальні пристрої та прилади, які, відрізняються простотою конструкції, малим діапазоном та більш високою точністю вимірювань. До таких приладів відносяться різного виду клінометри, що являють собою накладні високоточні рівні з ціною поділки 2-5" (мікрокренометри, клінометри, мікронівеліри).

На кафедрі інженерної геодезії Київського інженерно-будівельного інституту (КІБІ) авторами М.Г.Відуєвим та В.П.Гржибовським був розроблений стаціонарний кренометр (рис.9.30), який складається із металевої плити 1 розміром  $37 \times 36 \times 1/2$  см та трьох прецизійних рівнів 2, розташованих через  $45^\circ$ . Всі рівні мають мікрометричні гвинти з вимірювальними головками 3, з яких кожна поділена на 180 частин. Для спостережень за приростами кренів мікрокренометр наглухо закладають в стіну (колону), після чого головки мікрометричних гвинтів встановлюють на відліки, що дорівнюють нулю, а бульбашки рівнів за допомогою підйомних гвинтів, що знаходяться під плитою, виводять на середину.



**Рис. 9.30. Мікрокренометр М.Г.Відуєва та В.П.Гржибовського:**  
 1 – основа, 2 –циліндричні рівні, 3 – вимірювальні головки

Таким чином, відліки першого цикла вимірювань по всіх рівнях завжди дорівнюють нулю.

У другому циклі бульбашки рівнів приводять на середину вимірювальними гвинтами та роблять по їх головках відліки. Величина приросту крена (у кутовій мірі) по кожному з трьох напрямках дорівнює цим відлікам, помножених на ціну найменшої поділки вимірювальної головки ( $\tau = 1,55''$ ).

Величина приросту крена  $Q$  у відносній мірі на 1 м споруди обчислюється за формулою

$$Q = \frac{(180n + k)\tau}{\rho''} \cdot 1000 \frac{\text{мм}}{\text{м}} \quad (9.53)$$

де  $n$  - число повних обертів гвинта;  $k$  - відлік по вимірювальній головці. Точність визначення приросту крена на 1 м

$$m_Q = \frac{1000\tau\sqrt{2}}{\rho''} = 0,01 \frac{\text{мм}}{\text{м}} \quad (9.54)$$

Переносний клінометр (рис. 9.31) являє собою високочуттєвий рівень з ціною поділки біля  $2''$  в оправі 1. Один із кінців рівня

закріплений на шарнірі 2 у стійці приладу, а другий - відтискається від основи 3 пружиною 4. Основа приладу за час спостереження своїми лагерами 5 встановлюється на вимірювальні бази 6 з відшліфованими муфтами 7. Відстань між муфтами та їх діаметр відповідає розмірам лагерів підставки клінометра.

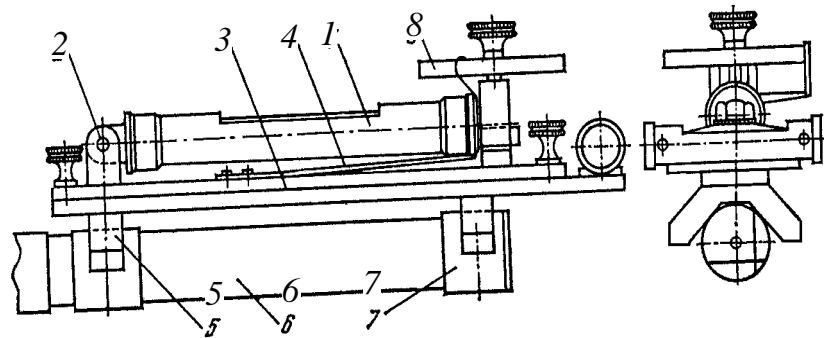


Рис. 9.31. Клінометр

Кут нахилу кожної вимірювальної бази визначають з двох напівприймів з перестановкою між ними клінометра на  $180^\circ$ . При цьому відліки роблять після приведення мікрометричним гвинтом 8 бульбашки рівня на середину. Нахил вимірювальної бази в кожному циклі спостережень визначають як напіврізницю відліків у першому та другому напівприйомах.

У склад геодезичних робіт з дослідження за локальними деформаціями входять систематичні спостереження за розкриттям температурно-осідальних швів та утворених тріщин. Цим спостереженням надають велике значення, враховуючи, що розрахунки несучих конструкцій споруд по граничних деформаціях передбачають недопущення утворення або обмеження розкриття швів та тріщин.

Вимірювання із **розкриття швів або тріщин** називають щілиномірними.

Устаткування для визначення зсувів блоків вздовж швів або тріщин (закладні деталі або переносні прилади) називають

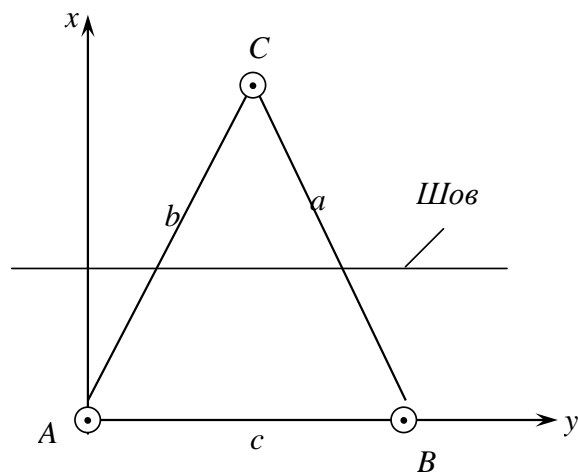
щілиномірами. В залежності від того, скільки складових зсувів вимірюють, застосовують одноосні, двоосні або трьохосні щілиноміри.

Найпростішим одноосним щілиноміром є маяк, за допомогою якого судять про активність тріщин. Він представляє собою плитку, виготовлену з розчину цементу з домішкою піска (для зовнішніх тріщин), алебастру або гіпсу (для тріщин всередині приміщень). Розмір плитки приблизно  $15 \times 8 \times 1$  см. Якщо тріщина активна, то на маяку через деякий час з'явиться розрив. Появу тріщини фіксують, а тріщину перекривають новим маяком. Ширину тріщини вимірюють лінійкою між заздалегідь нанесеними на стіну штрихами. Щоб оцінити не тільки якісну, але і кількісну характеристику зсувів, по різні боки від тріщини закладають по одній марці або пластинці з мітками у вигляді хрестів. Відстань між мітками вимірюють лінійкою з міліметровими поділками, штангенциркулем, штангою з індикатором часового типу на одному з кінців і т.і. Цими ж приладами можна зробити вимірювання по двоосному щілиноміру. Для нього закладають три марки по обидва боки від шва або тріщини на горизонтальній поверхні так, щоб вони розмістилися у вершинах рівнобічного трикутника (рис.9.32).

Одна з сторін паралельна шву та лежить на осі  $y$ . У кожному циклі вимірюють довжини сторін  $AC=b$  та  $BC=a$ , а у першому циклі також і довжину  $AB=c$  (у послідовних циклах її довжина не змінюється). Обчислюють координати  $x_c$  та  $y_c$  точки  $C$  за формулами

$$y_c = \sqrt{\frac{c^2 + b^2 - a^2}{2c^2}} \quad (9.55)$$

$$x_c = \sqrt{b^2 - y_c^2}. \quad (9.56)$$



**Рис. 9.32. Схема спостережень за швами на горизонтальній поверхні**

Вимірювання координат  $x_c$  та  $y_c$  між циклами дасть величину зсуву одного блока відносно іншого. Щоб отримати зміщення по трьох осях, достатньо у кожному циклі виміряти перевищення між марками  $A$  та  $C$  (або  $B$  та  $C$ ) за допомогою нівеліра та рейок або спеціального пристрою – штангенцілиноміра. Штангенцілиномір містить лінійку з пересувним конусом для вимірювання довжин боків трикутника. Лінійка забезпечена циліндричним рівнем та мікрометричним гвинтом для встановлення її в горизонтальне положення. Зміни  $\Delta a$  відліків  $a$  по барабану мікрометричного гвинта між двома циклами дозволяє обчислити зміну висоти

$$\Delta H = \Delta a K \quad (9.57)$$

де  $K$  - постійний коефіцієнт, який залежить від ціни поділки рівня і від довжини сторони, що вимірюється.

До найважливіших задач інженерно-геодезичних досліджень відносяться **спостереження за зсувами** (змінами взаємного положення об'єктів у часі в районах, які схильні до зсувних явищ).

Зсув – фізико-геологічне явище, яке представляє собою рух земляних мас по схилу під впливом сили ваги.

Зсуви виникають, головним чином, на схилах під впливом ґрунтових та поверхневих вод, перезвожених гірських порід, змінення сили зчеплення в ґрунтах та виведення їх з рівноваги.

Методика вимірювання переміщень на зсувах повинна охоплювати такі питання:

1. Встановлення кількісних показників (параметрів), які характеризують різні форми зсувних явищ.

2. Систематизацію та аналіз методик вимірювання, що забезпечують можливість вибору цих методів у відповідності з природою процесу.

3. Технічні прийоми виконання вимірювань – методика та техніка вимірювань.

4. Математичне оброблення результатів вимірів.

При виборі метода вимірювань велике значення мають швидкість переміщення ґрунтових мас, умови місцевості, поставлені перед спостерігачем задачі і т.і.

Питання вибору загальної схеми вимірювання переміщень на зсувах повинні вирішуватися спільно з геологами та будівельниками, а питання техніки вимірювань вирішуються геодезистами, що мають досвід у проведенні спостережень та знайомі з результатами геологічних особливостей зсувних явищ. Особливу увагу при вивченні зсувів приділяють дослідженню прихованого періоду переміщень, який можна визначити геофізичними методами у сполученні з високоточними геодезичними спостереженнями.

Сьогодні питанню інструментальних спостережень на зсувах приділяється велика увага, тому що тільки вони дають можливість прослідкувати кінематику розвитку зсувного процесу та своєчасно прийняти конкретні міри. Більша частина цих методів заснована на застосуванні геодезичних способів вимірювань. Геодезичні

методи дозволяють отримати абсолютні величини зміщень зсувів, тому що точки зсуву спостерігаються відносно нерухомих пунктів, розташованих поза зсувом.

Точки, по яких ведуться спостереження, закріплюються на місцевості у вигляді постійних знаків та називаються зсувними марками. Як правило марки встановлюють так, щоб їх верхня частина піднімалась над поверхнею землі в межах 5—20 см, а нижня знаходилася нижче глибини промерзання на 0,4—0,5 м.

При закладанні зсувних марок необхідно враховувати тривалість терміну спостережень, а тому розміщувати їх необхідно з таким розрахунком, щоб забезпечити їх збереження на весь період спостережень. Як зсувні в якості марок найчастіше за все використовують вриті в землю дерев'яні, металеві або бетонні стовпи, на яких є головка з центром.

Іноді за знак служать металеві стержні або розкрашені візирні цілі, які закладають в стіни будинків та споруд.

Опорні знаки служать вихідною опорною основою, від якої роблять вимірювання по визначенню переміщень. Як опорні знаки можуть бути також використані пункти геодезичної основи, які знаходяться поза зоною зсувів. Найбільш простим типом опорного знаку для спостережень за зміщеннями на зсувах є бетонний стовп, який закладають нижче глибини промерзання (рис.9.33, а).

Він складається з металевої кришки 1, головки знака 2, опорного стовпа 3, ізоляційного шару 4, дерев'яної обшивки 5, раструба з бетону 6 та фундаментної плити 7. Обладнання для центрування теодоліта встановлюється на стовпі (рис.9.33, б) та складається з шарового наконечника 8, циліндричної втулки 9 та кришки 10.

Геодезичні спостереження за зміщеннями зсувів виконуються методами:

- 1) осьові (одномірні) методи для визначення зміщень точки по відношенню до заданої лінії або прийнятого створу;
- 2) планові (двомірні) методи для визначення зміщення

проекції точки на горизонтальній площині (по осях  $X$  та  $Y$ );

3) висотні методи для визначення тільки вертикальних зміщень точки (по осі  $H$ );

4) просторові (тривимірні) методи для визначення повного зміщення точки в просторі (по осях  $X$ ,  $Y$ ,  $H$ ).

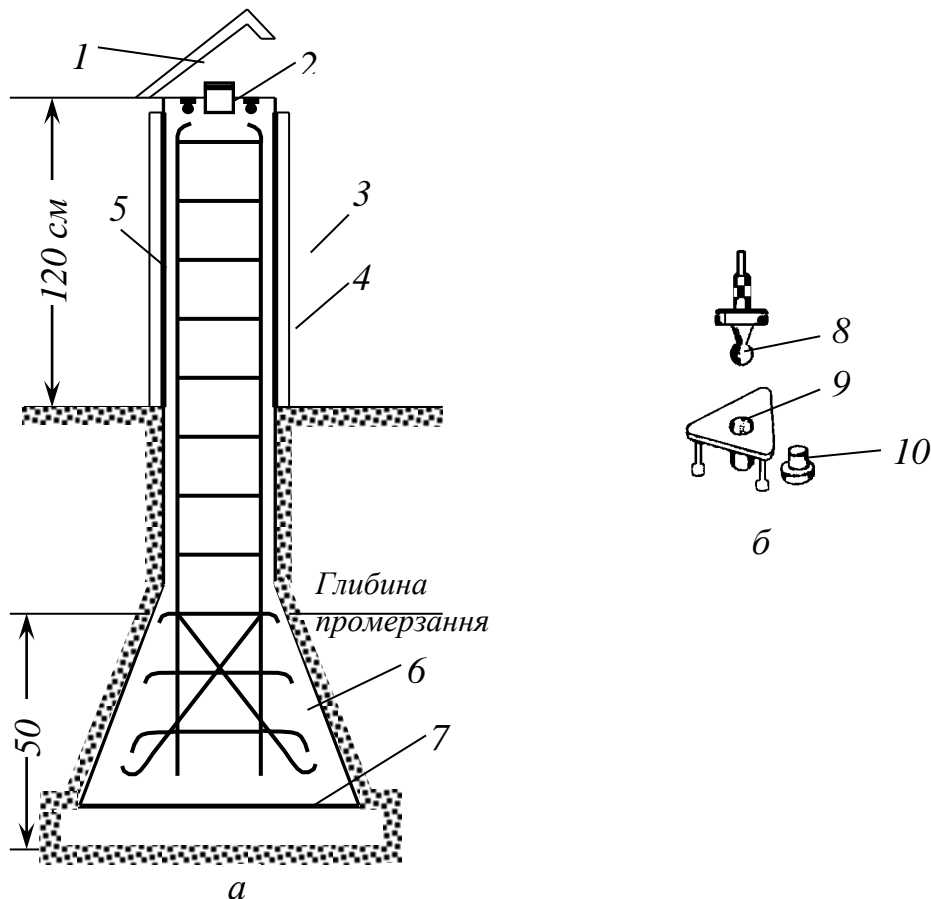


Рис. 9.33. Плановий знак із бетону

Повний цикл спостережень на зсувах в залежності від їх активності виконують в середньому один раз на рік.

Між повними циклами застосовують проміжні спостереження, які допомагають виявити режим зміщень на зсувах на протязі року.

В результаті систематичних інструментальних спостережень за знаками встановленими на поверхні зсуву обчислюються величини, напрямок та швидкість горизонтальних та вертикальних зміщень. Виконується оцінка точності вказаних характеристик.



## § 9.10. Математичне оброблення результатів спостережень

Математичне оброблення результатів спостережень за вертикальними та горизонтальними деформаціями споруд полягає у визначенні характеристик деформацій на час їхнього вимірювання та прогнозування величин деформацій на будь-який період часу.

Стан споруди визначають по отриманим деформаціям закріплених на споруді деформаційних марок в характерних місцях споруди.

Характер і величину деформацій визначають за зміною просторового положення марок за певний інтервал часу відносно прийнятого початкового їх положення.

Для різних видів деформацій споруди визначають [106]:

- абсолютне або повне осідання  $S$  в кожній окремій точці для встановленого початкового  $H^0$  та шуканого  $H^i$  цикла вимірювань відносно вихідної точки, що вважається стабільною (нерухомою):

$$S = H^0 - H^i, \quad (9.58)$$

де  $H^0$  - позначка марки у початковому циклі;

$H^i$  - позначка марки  $i$ -го циклу вимірювань.

- середнє осідання  $S_{cp}$  всієї споруди, або окремих її частин:

$$S_{cp} = \frac{\sum S_i}{k}, \quad (9.59)$$

де  $S_i$  - осідання деформаційних марок в циклі  $i$ ;

$k$  - кількість всіх деформаційних марок;

- абсолютні значення максимального  $S_{\max}$  та мінімального  $S_{\min}$  осідання деформаційних знаків цикла:

$$S_{\max} = H^0 - H_{\max}^i, \quad (9.60)$$

$$S_{\min} = H^0 - H_{\min}^i;$$

- різницю осідань  $\Delta S$  двох суміжних марок  $i$ -го та  $j$ -го або  $m$ -го та  $n$ -го циклів спостережень:

$$\Delta S_{ij} = S_j - S_i, \quad (9.61)$$

$$\Delta S_{mn} = S_n - S_m;$$

- пошарова деформація ґрунтів або тіла споруди  $z$  між закріпленими марками в покрівлі та подошві слоя ґрунта споруди:

$$\Delta S_z = S_{пк} - S_{пд}; \quad (9.62)$$

- симетричний відносний згин окремих частин споруди:

$$f = \frac{2S_k - (S_i + S_j)}{2L}, \quad (9.63)$$

де  $S_i$  та  $S_j$  - осідання деформаційних марок в точках  $i$  та  $j$ ;

$S_k$  - осідання марки по центру між марками  $i$  та  $j$ ;

$L$  - відстань між марками  $i$  та  $j$ .

При випуклості значення функції  $f$  є додатньою величиною, а при вогнутості – від'ємною.

- крен або нахил споруди може бути визначений по осях споруди  $X$  та  $Y$ , при цьому крен вздовж осі  $X$  називають – завал, вздовж осі  $Y$  – перекіс. Більш явною характеристикою стійкості споруди є відносний крен:

$$K = \frac{S_j - S_i}{L}, \quad (9.64)$$

де  $L$  - різниця у позначкам марок  $i$  та  $j$ ;

- горизонтальне зміщення споруди або ґрунту:

а) вздовж осі X

$$Q_x = X_m - X_n, \quad (9.65)$$

б) вздовж осі Y

$$Q_y = Y_m - Y_n, \quad (9.66)$$

в) напрям зміщення

$$\alpha = \arctg \frac{Q_y}{Q_x}, \quad (9.67)$$

- середня швидкість деформації  $V_{cp}$  між  $m$ -ним та  $n$ -ним циклами спостережень

$$V_{cp} = \frac{S_m - S_n}{t}, \quad (9.68)$$

де  $t$  - параметр часу, який виражають в місяцях або роках. Отримуємо середньомісячну, або середньорічну швидкість деформації.

Вектор планових деформацій окремих точок споруд є частиною загального вектора деформацій, який визначає різницю просторових координат точок, отриманих в різні епохи спостережень [86].

$$D_i = \begin{pmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \delta_z \end{pmatrix}_i = \begin{pmatrix} X \\ Y \\ Z \end{pmatrix}_i^k - \begin{pmatrix} X \\ Y \\ Z \end{pmatrix}_i^0, \quad (9.69)$$

Просторові координати точки  $i$  отримані по результатах спостережень  $i$ -ої точки із стабільних пунктів геодезичної основи. Величина зміщення точки  $i$  в просторі дорівнює

$$\delta_i = \sqrt{\delta_X^2 + \delta_Y^2 + \delta_Z^2}, \quad (9.70)$$

а напрямок цього зміщення відносно осей координат визначається вектором направляючих косинусів

$$T = (\cos A, \cos B, \cos C). \quad (9.71)$$

У довільному напрямку  $T^*$ , за вектором

$$T^* = (\cos \alpha, \cos \beta, \cos \gamma), \quad (9.72)$$

величина зміщення дорівнює

$$\delta_{T_i} = T^* \delta_i. \quad (9.73)$$

Якщо зміщення точки  $i$  дорівнює  $\delta_i$  і зміщення точки  $j$  дорівнює  $\delta_j$ , то зміна відстані між цими точками дорівнює

$$\delta_{S_{ij}} = T_{ij}^* (\delta_j - \delta_i). \quad (9.74)$$

Тільки для планових деформацій, тобто деформацій на площині, відповідні формули мають вигляд:

$$\left. \begin{aligned} \delta_i &= \sqrt{\delta_X^2 + \delta_Y^2}; \\ \operatorname{tg} \alpha_i &= \frac{\delta_{Y_i}}{\delta_{X_i}}; \\ \delta_{T_i} &= \delta_X \cos \alpha + \delta_Y \sin \alpha; \\ \delta_{S_{ij}} &= \cos \alpha (\delta_{X_j} + \delta_{X_i}) + \sin \alpha (\delta_{Y_i} - \delta_{Y_j}). \end{aligned} \right\} \quad (9.75)$$

Точність повного вектора деформацій  $i$ -ої точки характеризується кореляційною матрицею

$$K_{\delta_i} = \begin{pmatrix} m_{\delta_X}^2 & K_{\delta_X \delta_Y} & K_{\delta_X \delta_Z} \\ K_{\delta_X \delta_Y} & m_{\delta_Y}^2 & K_{\delta_Y \delta_Z} \\ K_{\delta_X \delta_Z} & K_{\delta_Y \delta_Z} & m_{\delta_Z}^2 \end{pmatrix} \quad (9.76)$$

В завданому напрямку  $T^*$  точність вектора деформацій дорівнює

$$m_{\delta_{T_i}}^2 = T^* K_{\delta_i} T, \quad (9.77)$$

а точність зміни відстані між точками  $i$  та  $j$  дорівнює

$$m_{\delta_{S_{ij}}}^2 = T_{ij}^* K_{(\delta_j - \delta_i)} T_{ij}. \quad (9.78)$$

При планових деформаціях використовують формули для обчислення параметрів еліпсу похибок  $i$ -ої точки.

$$\left. \begin{aligned} m_{i \max}^2 &= 0,5(m_{\delta_X}^2 + m_{\delta_Y}^2 + \omega); \\ m_{i \min}^2 &= 0,5(m_{\delta_X}^2 + m_{\delta_Y}^2 - \omega); \\ \omega^2 &= (m_{\delta_X}^2 - m_{\delta_Y}^2) + 4K_{\delta_X \delta_Y}; \\ \operatorname{tg} 2\Theta &= \frac{2K_{\delta_X \delta_Y}}{(m_{\delta_X}^2 - m_{\delta_Y}^2)}. \end{aligned} \right\} \quad (9.79)$$

Похибка зміщення в завданому на площині напрямку дорівнює

$$m_T^2 = m_{\delta_x}^2 \cos^2 \alpha + m_{\delta_y}^2 \sin^2 \alpha + K_{\delta_x \delta_y} \sin 2\alpha, \quad (9.80)$$

а вираз для  $K_{(\delta_j - \delta_i)}$  в формулі (9.78) має вигляд

$$K_{(\delta_j - \delta_i)} = \begin{pmatrix} m_{\delta_{x_i}}^2 + m_{\delta_{x_j}}^2 - 2K_{\delta_{x_i} \delta_{x_j}} & K_{\delta_{x_i} \delta_{y_i}} + K_{\delta_{x_j} \delta_{y_j}} \\ -K_{\delta_{x_i} \delta_{y_j}} - K_{\delta_{y_i} \delta_{x_j}} & m_{\delta_{y_i}}^2 + m_{\delta_{y_j}}^2 - 2K_{\delta_{y_i} \delta_{y_j}} \end{pmatrix}. \quad (9.81)$$

Так як складовими вектора деформацій є зміни координат спостерігаємих точок, очевидно, що вирівнювання мережі доцільно виконувати параметричним методом.

Прогнозування деформацій – одна з найбільших складних задач, які виникають при дослідженні закономірностей роботи інженерних споруд, яка вирішується з метою визначення надійності споруди, раціонального планування ремонтних робіт, уточнення періодичності та точності геодезичних спостережень.

При прогнозуванні визначають теоретичні значення осідань та деформацій в залежності від зміни зовнішніх умов, ваги споруди та інших факторів. З цією метою підбирається функція  $Y=f(x)$ , що найбільш повно відображає процес деформації, в залежності від зміни зовнішніх впливів, які визначені опорним параметром  $x$ . Її значення екстраполюються на наперед задані періоди експлуатації споруди.

По результатах спостережень за осіданнями фундаментів аналітично підбирається крива, яка найкращим чином характеризує хід осідань, тобто створюють математичну модель осідань (§9.4).

Найбільш важливим показником деформаційного процесу є визначення числових характеристик прогнозовної моделі деформації

споруд як в процесі виконання спостережень, так і на кінцевому етапі досліджень є отримання достовірної інформації про параметри деформацій та їх розвиток при подальшій експлуатації споруди.

Традиційно поблизу споруди закладають один або більше кушів (по три репера) глибинних реперів, від яких геометричним або тригонометричним нівелюванням визначають позначки закріплених на споруді деформаційних знаків.

Проф. М.Г. Відуєв та проф. В.С. Староверов дослідили питання визначення необхідної і достатньої точності вимірів, швидкості деформацій, періодичності спостережень, надійності отриманих прогнозних параметрів [85].

Комплексні дослідження деформацій споруд дозволяє отримати широкий спектр існуючих та прогнозних характеристик їх стану, що дозволить розробити надійні конструктивні рішення для усунення їх в процесі експлуатації споруди.

Розглянемо приклад математичного оброблення результатів спостережень деформацій споруди.

За результатами вимірювання позначок  $k$ -марок в  $1, 2, \dots, n$  циклах отримано матрицю:

$$\begin{pmatrix} H_1^0 & H_2^0 & \dots & H_k^0 \\ H_1^1 & H_2^1 & \dots & H_k^1 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ H_1^n & H_2^n & \dots & H_k^n \end{pmatrix}, \quad (9.82)$$

де  $H_i^0$  – висоти або координати марки нульового циклу;

$H_i^j$  – висоти або координати марки в  $j$ -му циклі  $\left( i = \overrightarrow{1, k} \right)$ ,

$\left( j = \overrightarrow{1, n} \right)$ .

По мірі нарощування циклів вимірювань будемо отримувати зростаючу матрицю.

При математичному обробленні вимірювань будемо отримувати поступово нарощувану матрицю деформації марок

$$\begin{pmatrix} S_{11} & S_{12} & \dots & S_{1k} \\ S_{21} & S_{22} & \dots & S_{2k} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ S_{n1} & S_{n2} & \dots & S_{nk} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \bar{S}_1; \\ \bar{S}_2; \\ \dots \\ \bar{S}_n; \end{pmatrix} \begin{pmatrix} m_1^2; \\ m_2^2; \\ \dots \\ m_n^2; \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d_{21} \\ d_{32} \\ \dots \\ d_{n,n-1} \end{pmatrix}, \quad (9.83)$$

де  $S_{ij} = H_i^0 - H_i^j$ .

Обчислюють:

1) середнє арифметичне деформацій споруди по  $k$ -маркам в кожному циклі

$$\bar{S}_i = \sum_i^k S_{ij} / k; \quad (9.84)$$

2) мірою точності деформаційного процесу в кожному циклі вимірювань будуть дисперсії

$$m_j^2 = \sum_1^k \frac{v_{ij}^2}{k-1}, \quad (9.85)$$

де  $v_{ij} = S_{ij} - \bar{S}_i$ .

3) послідовні різниці деформацій між сусідніми марками в кожному циклі вимірювань

$$d_{ij} = \bar{S}_{i+1,j} - S_{ij} \text{ і } \left( i = \overrightarrow{1, k} \right), \left( j = \overrightarrow{1, n} \right); \quad (9.86)$$



4) для кожного циклу обчислюють дисперсії подвійних різниць

$$m_{d_j}^2 = \frac{[d_j^2]}{2(k-1)} ; \quad (9.87)$$

5) за критерієм Аббе визначають статистику

$$\delta_j = \frac{m_{d_j}^2}{m_j^2} ; \quad \left( j = \overset{\rightarrow}{1, n} \right). \quad (9.88)$$

Гіпотеза про наявність деформації споруди в цілому або окремих її частин визначається критичною областю

$$\delta_j > \delta_q.$$

Параметр  $\delta_q$  визначають за табл. 3 з [85] за рівнем значущості  $q = 1 - p$  і кількістю вимірів по деформаційним маркам  $k$ .

*Висновок:* 1. Якщо  $\delta_j < \delta_q$ , то деформації несуттєві.

2. Якщо  $\delta_j > \delta_q$  - маємо фактор деформаційних процесів споруди.

Деформацію окремих частин споруди можна контролювати по величині послідовних різниць  $d_{ij}$  між суміжними циклами

$$d_{ij} = S_{j+1,i} - S_{ji}.$$

Для прикладу  $d_{11} = S_{21} - S_{11}$ , ...,  $d_{1k} = S_{2k} - S_{1k}$ , ...,  $d_{k, n-1} = S_{nk} - S_{k-1}$ ,

Якщо марка отримала значення деформації між суміжними циклами величину  $d_{ij} > \Delta_{ад}$ , то будемо мати фактор деформації конструкції споруди в районі  $i$ -ої марки.

Граничну похибку нівелювання марок  $\Delta_{гр}$  можна визначити за вимогами інструкції. Середня квадратична похибка вимірювань не повинна перевищувати:

1) для особливо відповідальних споруд на скальній основі

$$m_{h_1} = \pm 1 \text{ мм};$$

2) для споруд зведених на ґрунтовій основі

$$m_{h_2} = \pm 2 \text{ мм};$$

3) на насипних, просадкових ґрунтах

$$m_{h_3} = \pm 5 \text{ мм}.$$

При заданій довірчій ймовірності  $P$  за таблицями функцій Лапласа визначаємо параметр  $t$ :  $P_1 = 0,99$   $t_1 = 3$ , при  $P_2 = 0,95$   $t_2 = 2,5$  і при  $P_3 = 0,90$   $t_3 = 2$ .

Граничні похибки  $\Delta_{гр}$  послідовних різниць  $d_{ij}$  між суміжними циклами відповідно будуть дорівнювати

$$\Delta_{1гр} = t_1 m_{h_1} = 3 \cdot 1 = 3 \text{ мм};$$

$$\Delta_{2гр} = t_2 m_{h_2} = 2,5 \cdot 2 = 5 \text{ мм};$$

$$\Delta_{3гр} = t_3 m_{h_3} = 2 \cdot 5 = 10 \text{ мм}.$$

*Висновок:*

1) Якщо  $d_{ij}$  поступово зменшується, то почався процес стабілізації;

2) Якщо  $d_{ij} \leq \Delta_{гр}$ , то деформації стабілізувались і для контролю можна виконати ще один – два цикли вимірювань;

3) Якщо  $d_{ij} > \Delta_{гр}$ , то деформації знаходяться в процесі розвитку;

4) Якщо в певному циклі вимірювань виявлено, що різниці  $d_{ij}$  деяких марок більші за  $\Delta_{гр}$  ( $d_{ij} > \Delta_{гр}$ ), то відбуваються нерівномірні деформації окремих конструкцій споруд.

Використавши математичні сподівання  $\bar{M}(t_i) = \bar{S}_i$  деформаційного процесу споруди  $\bar{S}_1, \bar{S}_2, \dots, \bar{S}_n$  по кожному циклу спостережень можна побудувати графік (рис.9.34).

За видом графіка можна попередньо визначити математичну модель процесу деформацій: прямолінійну, квадратичну, періодичну, логарифмічну, степеневу та інші види математичних функцій.

Якщо вид функції важко визначити за графіком або він значно відрізняється від перерахованих функцій, то доцільно виконати параболічну апроксимацію за методом Чебишева за функцією

$$S = K_0 + K_1 t + K_2 t^2 + \dots + K_n t^{n-1}. \quad (9.89)$$

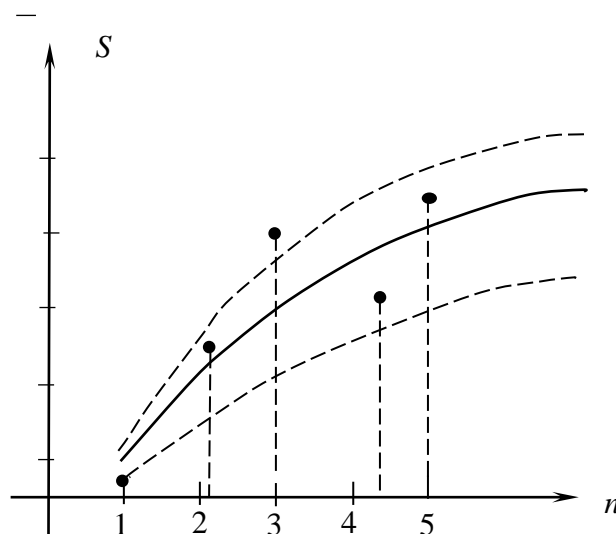


Рис. 9.34 Графік деформації споруди

При стабільному комплексі умов можна обчислити загальну дисперсію вектора  $S$  за формулою

$$m^2 = \sum_1^n \frac{(n-1)m_j^2}{N-n}, \quad (9.90)$$

де  $n$  – число циклів вимірювань;  $N$  – число всіх вимірів.

Довірчий інтервал обчислюють за формулою

$$P(\bar{S}_i - tm \leq \bar{S}_i + tm) = P, \quad (9.91)$$

де  $\bar{S}_i$  - середнє значення деформації в  $j$ - му циклі;  $P$  – задана довірна ймовірність визначення деформацій споруд;  $t$  – статистика, що визначається за табл.(дод.3) [15] в залежності від  $P$  та кількості марок  $k$ .

За формулою (9.91) обчислюють значення довірчої ймовірності інтервалів для кожного  $S_i$  і за допомогою рис. 9.34 визначають межі довірчого інтервалу можливих деформацій.

**Висновки:**

1. Якщо результати не виходять за межі довірчого інтервалу, то відбувається рівномірний процес розвитку або стабілізації деформацій споруди.
2. Якщо деякі марки виходять за межі довірчого інтервалу, то відбуваються нерівномірні деформації.

При прогнозуванні осідань рекомендується для отримання найбільш достовірних результатів параметри апроксимуючої кривої послідовно уточняти, використовуючи останні цикли спостережень.

На спорудах, де нормальний хід технологічного процесу залежить не від абсолютних величин осідань конструкцій та обладнання, а від величин взаємного положення елементів конструкцій по висоті, для характеристики висотних деформацій застосовують апарат апроксимуючих оформляючих, зокрема, обчислюють оформляючу у вигляді апроксимуючої площини [86].

За оформляючу площину застосовують таку площину, при якій сума квадратів відхилень спостерігаємих точок від площини буде мінімальною. Таке визначення недеформованої, але рухомої у часі та просторі площини, дозволяє визначити її положення за допомогою метода найменших квадратів.

Рівняння площини має вигляд

$$Ax + By + C = z, \quad (9.91)$$

де  $x, y, z$  - координати точок.

Для визначення параметрів  $A, B, C$  згідно методу найменших квадратів необхідно, щоб

$$[\Delta z^2] = \min,$$

де  $\Delta z_i$  - відхилення точки  $i$  за координатою  $z$  від площини.

Параметри  $A, B$  та  $C$  визначають з розв'язання системи нормальних рівнянь

$$\left. \begin{aligned} [xx]A + [xy]B + [x]C - [xz] &= 0; \\ [xy]A + [yy]B + [y]C - [yz] &= 0; \\ [x]A + [y]B + nC - [z] &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (9.92)$$

Тут  $x_i, y_i, z_i$  - поточні координати точки;  $n$  - число всіх точок об'єкта.

Відхилення точки по висоті відносно оформляючої площини визначають з рівняння

$$\Delta z_i = z_i - (Ax_i + By_i + C) \quad (9.93)$$

За отриманими даними складають, при необхідності, план кривих рівних осідань.

Можна знайти середнє квадратичне відхилення точок досліджувальної поверхні від обчисленої оформляючої площини за формулою

$$\Delta\bar{z} = \sqrt{\frac{[\Delta z^2]}{n}}, \quad (9.94)$$

та середню швидкість  $v_z$  зміни  $\Delta\bar{z}$  з плином часу  $t$  за формулою

$$v_z = \frac{\Delta\bar{z}_i - \Delta\bar{z}_m}{t} \quad (9.95)$$

Для аналізу поведінки площини у цілому, відносно даної системи прямокутних координат у просторі, обчислюють по результатам кожного цикла спостережень довжину перпендикуляру  $p$ , від початку координат до площини (нормаль до площини), та кути  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ , які нормаль утворює з осями координат  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  відповідно. Розрахунки виконують за формулами:

$$\begin{aligned} p &= \frac{c}{\sqrt{a^2 + b^2 + 1}}; & \cos \alpha &= \frac{c}{\sqrt{a^2 + b^2 + 1}}; \\ \cos \beta &= \frac{b}{\sqrt{a^2 + b^2 + 1}}; & \cos \gamma &= \frac{1}{\sqrt{a^2 + b^2 + 1}}. \end{aligned} \quad (9.96)$$

### **§ 9.11. Технологія визначення деформацій споруд автоматизованими системами геодезичного моніторингу**

У сучасному світі кількість інженерно-технічних споруд різко зросла й продовжує збільшуватися. Безперервно йде будівництво житлових і адміністративних будівель, зводяться мости, розширюються мережі дорожніх сполучень. Зростання числа інженерних об'єктів, безумовно, збільшує ризик надзвичайних ситуацій техногенного характеру.

Паралельно зі зведенням нових споруд відбуваються й інші процеси - старіння й руйнування вже існуючих інженерно-технічних об'єктів. Деякі із цих об'єктів щодня сприймають механічні впливи, що спричиняють не тільки наднормативні напруги, але й неприпустимі частотно-амплітудні коливання.

Важливе завдання експлуатаційної безпеки цивільних і промислових споруд - безперервний контроль напружено-деформованого стану їх несучих конструкцій.

Це завдання може бути вирішене шляхом проведення деформаційного геодезичного моніторингу. У геодезичній практиці під «деформаційним моніторингом» або «моніторингом деформацій» розуміють періодичні спостереження, основною метою яких є визначення зсувів (деформацій) просторового положення споруди ( відносно первісного або вихідного положення) для оцінки його стабільності й прийняття своєчасних профілактичних мір, що забезпечують нормальну роботу об'єкта. При моніторингу деформацій геодезичними методами визначають зсуви контрольних точок споруди у вертикальних, горизонтальних площинах або у просторі в цілому. Швидкість переміщення, прискорення й частотний спектр коливань контрольних точок є похідними від вимірюваних деформацій.

Перспективним є застосування для цих цілей комплексного устаткування. На ринок засобів по моніторингу стали виводитися як окремі пристрої, так і комплексні системи контролю технічного стану споруд. Вони включають безліч пропозицій по використанню автоматичних датчиків, що виконують діагностику деформацій у режимі реального часу. Однак, переважна більшість подібних систем створювалася для кожного конкретного об'єкту, аж до розв'язання окремого, поодинокого завдання. Такий підхід виключав мультифункціональність системи в цілому, можливість її використання на інших об'єктах і не дозволяв реалізувати повністю переваги більшості вимірювальних систем.

Універсальне розв'язання завдання моніторингу інженерно-технічних споруд запропонували виробники геодезичного устаткування й програмного забезпечення для систем активного геодезичного моніторингу. Такі системи покликані виконувати точний і оперативний контроль положення елементів конструкцій, проводити аналіз даних і попереджати фахівців про аварійні зсуви на об'єкті моніторингу.

Система геодезичного моніторингу може бути застосована для контролю будь-яких будівельних конструкцій: висотних будинків, бруківок, гідротехнічних і інших споруд, а також для контролю стану штучних ландшафтів (кар'єрів, насипів, шахт) і сейсмічних параметрів природних об'єктів. Переваги комплексної системи - сумісність датчиків всіх типів у єдиній мережі й можливість експорту даних всіх вимірів у єдину інформаційну базу. Дані компонентів системи опрацьовуються в єдиному програмному забезпеченні.

До складу автоматизованих систем моніторингу входять як традиційні геодезичні прилади: високоточні тахеометри, цифрові нівеліри, приймачі геодезичних навігаційних супутникових систем (ГНСС), так і спеціалізовані геотехнічні датчики: інклінометри, сейсмометри, акселерометри.

Всі пристрої для збору даних поєднуються в загальну мережу, що управляється з єдиного центра контролю. Центр контролю являє собою персональний комп'ютер із програмним комплексом, що дозволяє приймати дані з пристроїв, реєструвати їх, виконувати аналіз і, у випадку виникнення критичних змін на об'єкті моніторингу, попереджати про це інженерів. Програмний комплекс дозволяє відображати й аналізувати дані вимірів як із всіх датчиків системи, так і з кожного окремо.

Повідомлення про аварійний стан об'єкта можуть бути негайно відправлені операторові мережі електронною поштою, SMS або факсу. Оператор одержить попередження про небезпеку



саме тоді, коли значення контрольованого параметра досягне заданої заздалегідь критичної величини. Як засіб передачі даних між елементами мережі може використатися провідний і безпроводний зв'язок (Wi - Fi, радіоканали) і ін.

Процес вимірювань на всіх датчиках системи й передачі даних у контрольний центр повністю автоматизований і не вимагає участі людини. Вимірювання можуть повторюватися через задані проміжки часу.

Ще одна важлива перевага автоматизованих систем моніторингу - гнучкість комплектування. При необхідності можна без довгострокової зупинки процесу моніторингу додавати, виключати або замінити елементи мережі. Кожну мережу можна розширити й поєднати з іншими мережами. Наприклад, у систему можна включити модуль віддаленого керування процесами програмним комплексом. Він дозволяє користувачеві підключитися до інтерфейсу основної програми, переглядати в режимі реального часу дані вимірів на об'єкті моніторингу й проводити інспекцію результатів з будь-якої точки миру за допомогою мережі Інтернет.

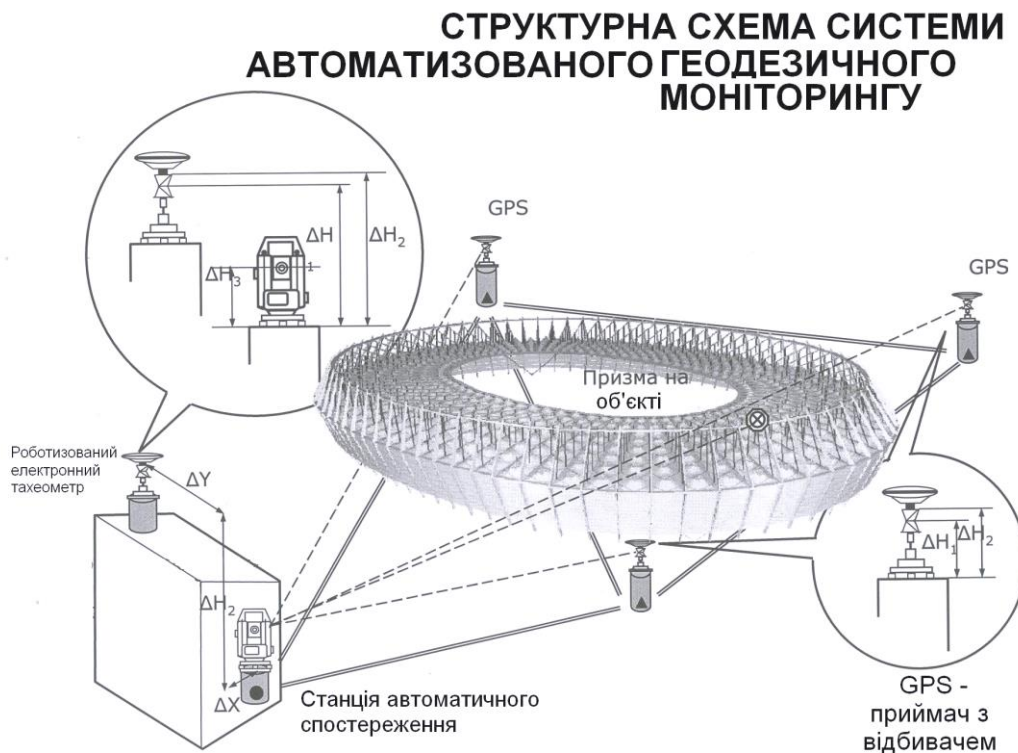
Датчики системи, захищені від погодних і фізичних впливів, підключаються до джерела постійного електроживлення й встановлюються у важкодоступних місцях. У цих умовах автоматизована система моніторингу здатна безперервно працювати так довго, як це буде потрібно.

У безперервному режимі відбувається збір даних із приладів мережі, проводиться оброблення отриманих результатів, і виконується виведення значень на монітор оператора. Всі виміряні параметри й результати оброблення записуються в єдину базу даних. На основі накопичених даних можна судити про динаміку об'єкту в цілому, оперативно виконувати прогноз розвитку деформацій, зрозуміти їхню природу й вжити заходів для попередження аварійної ситуації на конкретній ділянці об'єкта.

Автоматизовані системи моніторингу впевнено закріпилися серед приладів для визначення динаміки деформацій при контролі будівництва й стану висотних будинків, тунелів, залізничних і автомобільних доріг, мостових конструкцій, кар'єрів, шахт, гідротехнічних споруд і інших.

Структурна схема системи автоматизованого геодезичного моніторингу представлена на рис. 9.35

Системи активного геодезичного моніторингу, створені на базі приладів і програмного забезпечення, установлюють як на технічно нескладних об'єктах, так і на унікальних спорудах по всьому світі. До таких об'єктів можна віднести: найвищий будинок у світі «Бурдж Халіфа» (Дубай), міст «Нормандія» (Франція), алмазну шахту «Венетія» (ПАР), греблю уздовж тунелю «Готард» (Швейцарія), тунель під злітно-посадочною смугою «Мадрид-Барахас» (Іспанія) і ін.



**Рис. 9. 35. Структурна схема автоматизованого геодезичного моніторингу**

Якщо провести прості економічні розрахунки, підсумувавши витрачені на традиційний моніторинг ресурси (аналітичний фактор, трудогодины персоналу, транспортні й експлуатаційні видатки), то стане очевидно, що середньої складності мережа, що включає геодезичні прилади й геотехнічні датчики, окупаються, приблизно, за два сезони спостережень. При цьому для обслуговування навіть самої складної мережі досить усього одного фахівця, а ймовірність похибок вимірів майже дорівнює нулю. Такі похибки, як неточне наведення або пропущені цілі повністю виключені. Крім того, дана система дозволяє фахівцям вести безперервний моніторинг і вчасно реагувати на позаштатні ситуації.

Варто пам'ятати, що в навколишньому світі немає нічого постійного: змінюються природні й штучні ландшафти, перебувають у безперервному русі будівельні конструкції, але й не стоять на місці, удосконалюються й розвиваються технології контролю, що дозволяють запобігати техногенні катастрофи.

## РОЗДІЛ 10. МЕТРОЛОГІЧНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБІТ

### *Вступ*

Метрологія – наука про вимірювання. **Метрологічна діяльність** – реалізація досягнень метрології, як науки, у повсякденному житті будь-якої людини, роботі підприємств та організацій, розвитку будь-якої держави. Метрологічне забезпечення – законодавча та технічна підтримка метрологічної діяльності.

Одним з аспектів метрологічної діяльності є метрологічний контроль, який, так чи інакше, здійснюється державою у сферах щодо забезпечення життя та здоров'я людей, проведення справедливих комерційних операцій, сплати мит та податків тощо. Адже це і багато іншого не можливо досягти без належної точності вимірювань, за яку відповідальна метрологія.

Метрологічний контроль здійснюється у сферах законодавчо регульованої метрології. До таких сфер у державі Україна відносяться і геодезичні вимірювання.

Першим пунктом 3 статті Закону України від 05.06.2014 № 1314-VII «Про метрологію та метрологічну діяльність» [111] визначені сфери діяльності, які віднесені до сфери законодавчо регульованої метрології. Серед тринадцяти сфер діяльності виділимо три, які мають безпосереднє відношення до геодезичних вимірювань:

- топографо-геодезичні, картографічні та гідрометеорологічні роботи, роботи із землеустрою (сфера діяльності 6);
- роботи, пов'язані з визначенням параметрів будівель, споруд і території забудови (сфера діяльності 9);
- роботи з використання апаратури глобальних супутникових навігаційних систем (сфера діяльності 11).

### ***§10.1 Роботи, пов'язані з визначенням параметрів будівель, споруд і території забудови***

Пояснимо законодавчі та організаційні аспекти метрологічного забезпечення на прикладі будівельної галузі.

Згідно з законодавством державні будівельні норми (ДБН) є нормативно-правовими актами, тобто документами норми яких є обов'язковими до виконання в Україні. Основним документом, який регламентує порядок та точність проведення геодезичних робіт під час будівництва різноманітних споруд є ДБН В.1.3-2:2010. [120]

В цьому документі, крім усього іншого, нормуються середні квадратичні похибки (СКП) побудови геодезичної розмічувальної мережі будівельного майданчика. Нормування здійснено для кутових та лінійних вимірювань, а також нівелювання в залежності від розмірів будівельного майданчика та його насиченості будівлями. Для досягнення заданої точності вимірювань в геодезичній мережі нормовані класи точності тахеометрів та нівелірів.

В ДБН докладно розписано **умови забезпечення точності** геодезичних вимірювань на під час зведення споруд та визначено умови забезпечення точності кутових вимірювань теодолітами та тахеометрами; лінійних вимірювань рулетками та тахеометрами; геометричного нівелювання та передачі позначок на монтажний горизонт геометричним та тригонометричним нівелюванням; умови забезпечення точності передачі планових координат приладами вертикального проектування (ПВП), а також моніторингу споруд та прилеглої території з метою виявлення критичних деформацій. Одною з умов забезпечення належної точності вимірювань є наявність та використання геодезичних приладів відповідного класу точності.

Як відомо, геодезичні прилади дуже складні та вибагливі до поводження з ними прилади. Вони зібрали в собі найкращі

досягнення в галузі оптики, механіки, електроніки, ергономіки, дизайну, програмування тощо. Не дарма сучасний електронний тахеометр вагою 7 кілограмів може коштувати значно більше ніж сучасний легковий автомобіль вагою понад 2 тони. Кінцева точність вимірювань геодезичними приладами залежить від багатьох його параметрів. Невідповідність одного чи декількох параметрів геодезичних приладів нормованим вимогам може суттєво позначитися на точності кінцевого результату вимірювань. Для забезпечення зручності підбору та наступного використання проведена систематизація за класами точності геодезичних приладів. Для кожного класу нормована точність кожного параметру та кожної метрологічні характеристики приладу, що забезпечує необхідну точність кінцевого результату вимірювань.

Зауважимо, ДБН нормує різні класи точності геодезичних приладів при виконанні геодезичних вимірювань при геодезичному супроводі будівництва споруд різного розміру та різної складності, різних методів геодезичних робіт на різних етапах будівництва. Таким чином, за допомогою класу точності, нормуються всі параметри та метрологічні характеристики геодезичних приладів, які повинні використовуватись у зазначених вимірюваннях.

На даний момент класи точності геодезичних приладів докладно описані в наступних державних стандартах України (ДСТУ):

- ДСТУ 8955:2019 Метрологія. Теодоліти й тахеометри. Метрологічні та технічні вимоги [118].

- ДСТУ 8926:2019 Метрологія. Нівеліри та прилади вертикального проектування оптико-механічні, цифрові, лазерні й рейки нівелірні. Метрологічні та технічні вимоги [119].

Згідно з законодавства України, такі нормативні документи, як ДСТУ, є добровільними для виконання в Україні, однак,

посилання на них саме в ДБН робить їх, фактично, обов'язковими в сфері будівництва.

Частина параметрів та характеристик геодезичних приладів, нажаль, не є чимось сталим. З часом вони змінюються, залежно від умов та інтенсивності експлуатування та виконання правил поводження з приладами. Змінюються вони, переважно в сторону погіршення таким чином, що через певний час параметри та метрологічні характеристики виходять за встановлені границі. При цьому, точність кінцевого результату вимірювань падає та перестає задовольняти вимоги ДБН.

Для того, щоб встановити факт виходу параметрів та характеристик будь-якого приладу за встановлені границі законодавство України передбачає процедуру проведення **повірки** приладів (для приладів, які віднесені до сфери законодавчо регульованої метрології). Таким чином, **повірка є оцінкою відповідності метрологічних характеристик приладів вимогам встановленим у нормативно-правових актах та нормативних документах під час їх експлуатування.**

Часто повірку, як встановлену законодавством держави обов'язкову процедуру, плутають з «повіркою» приладу у польових умовах перед початком роботи. Ці дві процедури повірки збігаються за назвою, але значно розходяться за суттю, хоча деякі технічні операції схожі або збігаються.

Першу раніше називали «державною» повіркою (такого терміну зараз в законодавстві немає) тому, робили і роблять її уповноважені державою незалежні організації, які мають всі умови, персонал, документацію, лабораторії, а головне, обладнання для проведення процедури такої повірки. Під час уповноваження таких організацій на право проведення повірки, все це уважно перевіряється комісією відповідного міністерства. За позитивних результатів роботи комісії уповноваженій на право повірки організації надається право, від імені держави, видавати

документ державного зразка під назвою **свідоцтво про повірку** у разі позитивних результатів повірки та **довідку про непридатність** приладу до застосування, у разі негативних.

Нові ДСТУ 8926 та ДСТУ 8955 передбачають не бракування приладу, а пониження його класу точності, якщо він відповідає певним вимогам іншого, більш низького класу точності. Клас точності приладу зазначається у свідоцтві про повірку.

Тільки така уповноважена організація має право надане державою і технічні можливості перевірити відповідність всіх параметрів та характеристик геодезичних приладів вимогам ДСТУ. Під час польової «повірки» виконавцем робіт перевіряється тільки невелика частина основних параметрів та, за потреби, проводиться юстування. Ті самі параметри (колімація та місце нуля під час повірки теодолітів та тахеометрів, кут «і» під час повірки нівелірів) перевіряє і юстує повірочна лабораторія, але для неї це тільки початок повірки. Повірка геодезичних приладів повірочною лабораторією це екзамен для приладу, який проводиться 1 раз на рік, а «повірка» у полі – просто підготовка приладу до роботи.

Наявність повірених геодезичних приладів з діючими свідоцтвами про повірку, в яких вказані їх класи точності за ДСТУ, надає право будівельній організації виконувати ті чи інші роботи з будівництва об'єктів та споруд згідно з ДБН. Виходячи із цього, вимоги щодо повірки геодезичних приладів, разом з іншим, повинні висуватися замовниками вишукувальних та будівельних робіт під час оголошення відповідних тендерів.

Тільки наявність повірених уповноваженими повірочними лабораторіями приладів надає право вважати результати вимірювань достовірними. Це твердження має дуже важливий юридичний аспект. Якщо якась справа розглядається в судовому порядку, то відсутність повірених приладів автоматично робить результати вимірювань недостовірними, адже прокуратура,



адвокатура та суд не розбираються в приладах і вимагають документального підтвердження їх відповідності встановленим вимогам компетентними організаціями. Висновок: як би добре ви не зробили свою роботу не повіреними приладами, це, за формальними ознаками, може бути оскаржено в суді, що може призвести до матеріальних втрат та компенсацій, а можливо, і кримінальної відповідальності.

### ***§10.2 Категорії законодавчо регульованих засобів вимірювальної техніки***

В законодавстві про метрологію та метрологічну діяльність категорія законодавчо регульованих засобів вимірювальної техніки (далі - категорія ЗВТ), це велика група приладів, об'єднаних одним призначенням. Перелік категорій законодавчо регульованих засобів вимірювальної техніки, що підлягають періодичній повірці, встановлений Кабінетом Міністрів України (КМУ) постановою від 4 червня 2015 р. № 374 «Про затвердження переліку категорій законодавчо регульованих засобів вимірювальної техніки, що підлягають періодичній повірці» (Із змінами, внесеними згідно з Постановою КМ № 852 від 03.10.2018) [113].

Відповідно до цього переліку, періодичній повірці підлягають наступні засоби вимірювальної техніки геодезичного призначення:

- 26. Глобальні супутникові навігаційні системи геодезичного призначення;
- 51. Нівеліри;
- 69. Тахеометри;
- 71. Теодоліти.

Таким чином, повірці підлягають тільки ці геодезичні прилади. Всі інші геодезичні прилади, можуть бути піддані процедурі калібрування, про що йтиметься нижче.

### ***§10.3 Класи точності нівелірів, приладів вертикального проектування та нівелірних рейок***

Класи точності геодезичних приладів регламентовані у згаданих вище ДСТУ 8926 [119] та ДСТУ 8955 [118]. Право власності, відтворення та продажу цих стандартів належить Національному органу стандартизації (НОС), функції якого виконує державне підприємство «УкрНДНЦ», де їх можна придбати.

Нижче виконаємо аналіз цих стандартів, пов'язавши вимоги до оптико-механічних та цифрових нівелірів та комплектних до них рейок з вимогами до побудови нівелірних мереж згідно з [121].

Державний стандарт ДСТУ 8926 охоплює метрологічні та технічні характеристики наступних приладів:

- оптичних нівелірів та приладів вертикального проектування (ПВП);
- цифрових нівелірів та ПВП;
- лазерних нівелірів та ПВП;
- нівелірних рейок до оптичних та цифрових нівелірів.

Нівеліри та ПВП принципово не відрізняються, можуть конструктивно становити один прилад або можуть бути створені на базі одного приладу. Попри певні конструктивні розбіжності мають багато спільного. Тому, до них можуть бути застосовані одні і ті самі (або схожі) нормовані характеристики та застосовані до них одні і ті самі методи випробувань. Наприклад, практично всі перелічені прилади одним з основних робочих вузлів мають компенсатор або систему горизонтування, які приводять візирну вісь або лазерний промінь чи площину у горизонтальне чи вертикальне положення.

Основною метрологічною характеристикою оптико-механічних та цифрових нівелірів є **середня квадратична похибка (СКП) нівелювання на один кілометр подвійного нівелірного ходу**. За цією ознакою оптико-механічні та цифрові нівеліри поділяються на 5 класів точності:

- нівеліри високоточні, класів А05 та А1;

- нівеліри точні, класів В2 та В3;
- нівеліри технічні, класу С5.

Цифра після букви означає максимально допустиму СКП нівелювання на один кілометр подвійного нівелірного ходу в мм/км.

Іншою нормованою метрологічною характеристикою, пов'язаною з основною, є середня квадратична похибка (СКП) нівелювання на станції нівелювання для відстані від нівеліра до рейок 50 метрів. Серед метрологічних характеристик, пов'язаних з наведеними вище, виділимо діапазон роботи компенсатора та випадкову (СКП) та систематичну складові похибки роботи компенсатора.

До параметрів нівелірів, від яких залежать технічні характеристики та точність нівелювання, відносять збільшення зорової труби, найменшу відстань візування, коефіцієнт ниткового віддалеміра, ціну поділки установчого та циліндричного рівня (за наявності) тощо.

Рейки є комплектним до нівеліра важливим засобом вимірювальної техніки, які безпосередньо впливають на точність нівелювання. Під час визначення перевищень та висот точок геометричним нівелюванням використовується одиниця довжини – метр, який відтворює саме рейка. До оптичних та цифрових нівелірів комплектними є звичайні та штрихкодіві рейки відповідно. За ДСТУ 8926, вони поділені на три класи точності, кожний з яких має певні вимоги до конструкції та точності виготовлення:

- високоточні – I класу (нерозрізні, з круглим рівнем та інварною половою, на яку нанесено шкали);
- точні – II класу (нерозрізні чи складані, з круглим рівнем та шкалами, нанесеними на дерев'яну чи пластикову поверхню рейки);
- технічні – III класу (складані чи телескопічні, з шкалами, нанесеними на дерев'яну, пластикову або металеву (алюмінієву) поверхню рейки).

Класи точності рейок залежать від точності нанесення на неї

шкали. Чим вище клас тим вище точність. Крім того, під час повірки чи калібрування рейок визначаються дійсні значення метрових інтервалів рейок. Вимірювальні процедури, які виконуються під час повірки чи калібрування, часто помилково називають «компарування рейок». Компарування – один з методів вимірювань довжини інтервалів шкали, під час повірки чи калібрування, коли довжина інтервалів рейок порівнюється с довжиною аналогічних інтервалів еталонної міри довжини. Але є і інші методи, наприклад, метод прямих вимірювань довжини інтервалів за допомогою інтерферометра.

Максимальна допустима похибка нанесення (виготовлення) шкал та максимальна допустима похибка (невизначеність) вимірювання метрових інтервалів шкал рейок під час повірки або калібрування наведена в табл. 10.1.

*Таблиця 10.1*

**Основна характеристика класу точності рейок та характеристика точності вимірювань під час їх повірки або калібрування**

Клас точності рейок	Максимальна допустима похибка довжини інтервалів рейок, мм	Максимальна допустима похибка (невизначеність) вимірювань довжини інтервалів рейок, мм
1	2	3
I	$\pm(0,1+0,1 \cdot L)$	$\pm(0,01+0,01 \cdot L)$
II	$\pm(0,3+0,2 \cdot L)$	$\pm(0,05+0,05 \cdot L)$
III	$\pm(0,6+0,4 \cdot L)$	$\pm(0,1+0,1 \cdot L)$

L – довжина інтервалу в метрах.

Вимоги, наведені в стовпці 2 табл. 10.1, є вимогами щодо точності нанесення шкал на рейки. Вимоги до точності вимірювань під час повірки або калібрування значно вищі та наведені в стовпці 3. Це необхідно для того щоб, по-перше, надійно перевірити точність нанесення шкал на рейки, по-друге, щоб за результатами вимірювань під час повірки або калібрування обчислити поправки до вимірюваних перевищень після прокладення нівелірних ходів, або щоб прийняти обґрунтоване рішення, що цими поправками можна знехтувати.

В ДСТУ 8926 для інварної полоси рейок I класу додатково регламентується граничне значення лінійного температурного коефіцієнту розширення матеріалу шкали (ТКЛР). Для I та II класу ТКЛР повинен бути вказаний в документації. Він необхідний для розрахунку поправки за температуру шкали рейки в результаті нівелювання, яка може бути досить суттєвою.

Важливими нормованими параметрами рейок є також неперпендикулярність п'ятки рейки до її осі, прогин рейки, паралельність осі установчого (круглого) рівня до її осі. Від перелічених параметрів рейок залежить точність відтворення ними під час нівелювання одиниці довжини – метра у вертикальному напрямку, а відповідно і точність нівелювання.

ДСТУ 8926 розроблявся з врахуванням результатів випробувань сотень сучасних нівелірів. На основі аналізу даних, наведених в ДСТУ 8926 [119], визначимо оновлені вимоги щодо точності нівелювання, наведеного у таблиці 1 Інструкції з нівелювання [121]:

*Таблиця 10.2*

**Узагальнені вимоги до нівелірних мереж, класи точності оптико-механічних й електронних нівелірів та рейок, які повинні використовуватися для їх побудови**

Вимоги інструкції з нівелювання			Вимоги ДСТУ 8926		
Клас точності нівелювання	Максимальна допустима похибка нівелювання у ході або полігоні мм/км	Максимальна допустима СКП нівелювання мм/км	Застосовний клас точності нівелірів, не нижче	СКП нівелювання нівеліром мм/км	Клас точності рейок
1	2	3	4	5	6
I	2	0,8	A05	0,5	I
II	5	2	A1	1	I
III	10	4	B2	2	II
IV	20	8	B3	3	II, III
Технічне	50	20	C5	5	II, III

Примітки.

1) Максимальна допустима СКП нівелювання одержана діленням максимальної допустимої похибки нівелювання на коефіцієнт Лапласа 2,5 за довірчої імовірності 0,99.

2) Вимоги до технічного нівелюванні відсутні в інструкції [11]. Вони регламентуються в інструкціях з геодезичних вишукувань.

Як бачимо, вимоги до нівелірів суттєво вищі за вимоги до кінцевого результату нівелювання за інструкцією [121]. Це цілком природно, адже крім похибок, які вносить в кінцевий результат нівелювання нівелір, є похибки пов'язані із рейками і похибки за вплив на нівелір та рейки умов оточуючого середовища.

Інколи, для виконання деяких задач з інженерної геодезії, а саме нівелювання конструкцій споруд, що будуються, нівелювання складових обладнання, що монтується, моніторингу споруд та обладнання з метою виявлення критичних деформацій, підбір геодезичних приладів виконують на основі іншої важливої характеристики приладу - **СКП вимірювань перевищень на станції нівелювання**, яка також наведена в ДСТУ 8926 для кожного класу нівелірів.

Лазерні нівеліри не використовуються для побудови нівелірних мереж але широко застосовуються у будівництві. Якщо вони використовуються для робіт передбачених ДБН, то вони повинні бути повірені, якщо для інших робіт, наприклад, оздоблювальних та ремонтних, то можуть бути піддані калібруванню.

Основною метрологічною характеристикою лазерних та ротаційних нівелірів є **максимальна допустима похибка відтворення горизонтальної та/або вертикальної візирної осі або площини в поздовжньому та поперечному напрямку**. За цією ознакою лазерні нівеліри поділяються на 5 класів точності:

- лазерні нівеліри високоточні класів D05 і D1;
- лазерні нівеліри точні класів E2 та E3;
- лазерні нівеліри технічні класу F5.

Цифра після букви означає максимально допустиму похибку відтворення горизонтальної та/або вертикальної візирної осі або площини в міліметрах на 10 метрів відстані від нівеліра до об'єкта візування (мм/10 м).

## ***§10.4 Зв'язок класів точності теодолітів і тахеометрів з параметрами планових геодезичних мереж***

### **10.4.1 Загальні міркування**

Класи точності теодолітів і тахеометрів регламентовані у ДСТУ 8955 [118]. Цей стандарт розповсюджується, як на оптико-механічні, так і на електронні теодоліти і тахеометри, оскільки більшість метрологічних характеристик та параметрів у них збігаються. Деякі відмінності у конструкціях оптико-механічних та електронних теодолітів, а також тахеометрів, враховані в стандарті.

Діючі документи з побудови Державної геодезичної мережі (ДГМ) [122] та [123], геодезичних мереж згущення (ГМЗ) та знімальних геодезичних мереж (ЗГМ) [123] та [124], не переглядався після виходу ДСТУ 8955. Тому вони містять застарілі відомості щодо приладів, які можуть застосовуватись під час створення ДГМ, ГМЗ та ЗГМ. Вони потребують опрацювання з урахуванням вимог ДСТУ 8955.

Пояснимо це питання докладніше. За останні декілька десятків років не відбулося суттєвих змін у нормуванні точності вимірювання кутів, хоча самі засоби вимірювання кутів пройшли ряд суттєвих удосконалень. Щодо вимірювання довжини, то поряд з віддалемірною технологією з'явилися принципово нова технологія вимірювання довжини – Глобальні навігаційні супутникові системи (ГНСС). Значно зросла точність вимірювання довжини як за технологією прямих віддалемірних вимірювань так і за технологією опосередкованих ГНСС-вимірювань.

Нормованими методами створення ДГМ є ГНСС та лінійно-кутові мережі, але для ГМЗ та ЗГМ, формально, залишаються триангуляція, трилатерація, полігонометрія. Тому, в наступних

підрозділах, автори намагалися гармонізувати вимоги діючих інструкцій, ДСТУ 8955 та фактичної ситуації в сфері технології виконання геодезичних робіт. Адже, останнім часом побудова ДГМ фактично повністю перейшла до ГНСС-технології. ГМЗ та ЗГМ створюються ГНСС-методом або методом побудови лінійно-кутових мереж, де полігонометрія є їх частковим випадком. В чистому вигляді триангуляція та трилатерація вже не використовуються.

Методом ГНСС вимірюються фактично прирости координат між точками мережі в загальноземній просторовій системі координат. Разом прирости координат утворюють вектор. Історично склалося, що для ГНСС-приймачів нормується точність вимірювань довжини цього вектору або, по іншому, довжини бази. Таким чином, для нормування точності вимірювань ГНСС-приймачами можливо застосовувати вимоги щодо віддалемірних приладів.

Не дивлячись на широке застосування методу ГНСС, метод створення суцільних лінійно-кутових мереж в купі з методом ГНСС, широко застосовується під час будівництва великих та складних споруд, геодезичного моніторингу за деформаціями цих споруд під час їх експлуатування, а також на геодинамічних полігонах.

Віддалемірів, як окремих приладів, які застосовуються для побудови ДГМ, ГМЗ, топографічних знімачів, землевпорядкувальних та кадастрових робіт, побудови геодезичних мереж на будівельному майданчику та розпланувальних робіт тощо, в експлуатації фактично не лишилось. Вони вибули з експлуатації в зв'язку з їх фізичним та моральним зносом, хоча формальної заборони щодо їх використання немає.



## 10.4.2 Класи точності кутомірної частини геодезичних приладів та їх зв'язок з вимогами до точності побудови ДГМ, ГМЗ та ЗГМ

Основною метрологічною характеристикою оптико-механічних та цифрових теодолітів і тахеометрів є **середня квадратична похибка (СКП) вимірювання кута одним повним прийомом**. Під повним прийомом мається на увазі середнє з вимірювань при крузі зліва та крузі справа теодоліта чи тахеометра. За цією ознакою оптико-механічні та цифрові теодоліти і тахеометри поділяються на 5 класів точності:

- високоточні класів А1 та А2;
- точні класів В6 та В10;
- технічні класу С30.

Цифра після букви означає максимально допустиму СКП вимірювань кута одним повним прийомом виражену в секундах дуги (..."). Це нормування розповсюджується, як на СКП вимірювань вертикального кута, так і на СКП вимірювань горизонтального кута.

Іншими важливими метрологічними характеристиками, пов'язаними з наведеними вище, є діапазон роботи компенсатора та випадкова (СКП) та систематична складові похибки роботи компенсатора.

До параметрів теодолітів та тахеометрів, від яких залежать їх експлуатаційні властивості, відносяться збільшення зорової труби, найменша відстань візування, коефіцієнт ниткового віддалеміра, ціна поділки установчого та циліндричного рівня (за наявності) тощо.

На основі аналізу даних, наведених в ДСТУ 8955 [118], визначимо оновлені вимоги щодо можливості застосування кутомірної геодезичної техніки при побудові геодезичних мереж.

**Узагальнені вимоги до ДГМ, ГМЗ й ЗГМ та кутомірної частини теодолітів та тахеометрів, які повинні використовуватися для їх побудови**

Вимоги нормативно-правових актів щодо створення ДГМ, ГМЗ й ЗГМ			Вимоги ДСТУ 8955	
Приналежність	Клас (розряд) мережі	Максимальна допустима СКП вимірювання кутів, ..."	Застосовний клас точності приладів, не нижче	СКП вимірювань кута приладом, ..."
1	2	3	4	5
ДГМ	1	-	-	-
ДГМ	2	1	A1	0,5; 1
ДГМ	3	1,5	A2	1,5
ГМЗ	4	2	A2	2
ГМЗ	1 розряд	5	B6	3; 4; 5; 6
ГМЗ	2 розряд	10	B10	7; 8; 9; 10
ЗГМ	-	30	C30	15; 20; 30

**10.4.3 Класи точності віддалемірної частини тахеометрів і ГНСС-приймачів та їх зв'язок з вимогами до точності побудови ДГМ, ГМЗ й ЗГМ**

Першочергово уточнимо відмінність термінів «віддаль» та «довжина». Віддаль вимірюється у просторі між двома його точками безвідносно до тих чи інших матеріальних об'єктів. Віддаль вимірюється у одиницях довжини – метрах. Довжина бази виміряна ГНСС-приймачем також є віддаллю. Довжина відноситься до певного матеріального об'єкту. В геодезії це довжина сторони мережі. Вона стає такою після введення у віддаль певних поправок, наприклад, після введення поправок за редукування на поверхню відношення і до певної прямокутної проекції.

Основною метрологічною характеристикою віддалемірної частини тахеометрів є **середня квадратична похибка (СКП) вимірювання віддалі**. За цією ознакою тахеометри поділяються на 5 класів точності:

- високоточні класів А1 (1) і А2 (2);
- точні класів В6 (3) та В10 (4);
- технічні класу С30 (5).

Цифра в круглих лапках після позначення класу означає постійну складову максимально допустимої СКП вимірювань віддалі виражену у міліметрах (мм).

В таблиці 10.4 наведені узагальнені вимоги до точності побудови ДГМ, ГМЗ й ЗГМ, якщо їх будувати методом лінійно-кутової мережі, у тому числі полігонометрії. Наведено також класи точності віддалемірної частини сучасних тахеометрів та вимоги ДСТУ 8955 до їх віддалемірної частини, необхідні для забезпечення точності побудови мереж.

Таблиця 10.4

**Узагальнені вимоги до ДГМ, ГМЗ й ЗГМ та віддалемірної частини тахеометрів, які повинні використовуватися для їх побудови**

Вимоги нормативно-правових актів щодо створення ДГМ, ГМЗ й ЗГМ						Вимоги ДСТУ 8955	
Приналежність	Клас (розряд) мережі	Вимірювана довжина сторони мережі, км	Максимальна допустима відносна похибка вимірювань довжини сторони	Максимальна допустима СКП вимірювань сторони, мм	Рекомендована максимальна допустима СКП вимірювань віддалей, мм	Застосований клас точності приладів, не нижче	СКП вимірювань віддалі тахеометром, мм
1	2	3	4	5	6	7	8
ДГМ	1	100-300	1:100 000 000	-	-	-	-
ДГМ	2	5-12	1:300 000	40	$5+3 \cdot 10^{-6} \cdot D$	A1 (1)	$1+1 \cdot 10^{-6} \cdot D$
ДГМ	3	2-8	1:200 000	50	$5+4 \cdot 10^{-6} \cdot D$	A2 (2)	$2+2 \cdot 10^{-6} \cdot D$
ГМЗ	4	0,25-3	1:100 000	10-20	$5+5 \cdot 10^{-6} \cdot D$	A2 (2)	$2+2 \cdot 10^{-6} \cdot D$
ГМЗ	1 р.	0,12-2,5	1:50 000	10-20	$5+7 \cdot 10^{-6} \cdot D$	B6 (3)	$3+3 \cdot 10^{-6} \cdot D$
ГМЗ	2 р.	0,08-2	1:20 000	10	$5+10 \cdot 10^{-6} \cdot D$	B10 (4)	$4+3 \cdot 10^{-6} \cdot D$
ЗГМ	-	0,02-1	1:10 000	-	$10+20 \cdot 10^{-6} \cdot D$	C30 (5)	$5+5 \cdot 10^{-6} \cdot D$

Вимоги інструкції [124] зі створення ГМЗ й ЗГМ давно відстали від фактичної точності геодезичних приладів, які експлуатуються в організаціях, що виконують геодезичні роботи. У стовпці 6 запропоновано цілком досяжне нормування точності кінцевого результату визначення довжини сторін геодезичної мережі зважаючи на вимірювальні можливості сучасних тахеометрів.

Вимоги до точності кінцевого результату визначення довжини ліній геодезичної мережі дещо нижчі ніж до точності вимірювань приладами за рахунок того, що існує декілька додаткових факторів, які цю точність знижують. Наприклад, на результати вимірювань суттєво впливають похибки вимірювань метеорологічних параметрів атмосфери. Так, похибка вимірювань середньої температури повітря у  $1\text{ }^{\circ}\text{C}$  вносить до вимірюваної віддалі похибку у  $1 \cdot 10^{-6} \cdot D$  (1 мм на 1 км вимірюваної довжини). Похибка вимірювань атмосферного тиску у 1 мм рт. ст. вносить до вимірюваної віддалі похибку у  $0,4 \cdot 10^{-6} \cdot D$  (0,4 мм на 1 км вимірюваної довжини). Вплив похибки вимірювань відносної вологості повітря сильно та нелінійно залежить від температури повітря та самої відносної вологості. За прохолодної та звичайної погоди похибка відносної вологості у 10 % вносить до вимірюваної віддалі похибку приблизно у  $0,1 \cdot 10^{-6} \cdot D$ .

В таблиці 10.5 наведені узагальнені вимоги до точності побудови ДГМ, ГМЗ й ЗГМ, якщо їх будувати ГНСС-методом. Наведені також вимоги до ГНСС-приймачів, необхідні для забезпечення точності побудови мереж.

В стовпцях 7 та 8 табл. 10.5 наведене узагальнене нормування точності вимірювань ГНСС-приймачами, яке зазвичай застосовують їх виробники. Для ДГМ 1 класу наведена вимога, яка в 50 разів вища за вимогу до приладів. Це протиріччя усувається застосуванням спеціального програмного забезпечення, яким вдається значно підвищити відносну точність вимірювання довгих баз.

**Узагальнені вимоги до ДГМ, ГМЗ й ЗГМ та ГНСС-приймачів  
геодезичного призначення, які повинні використовуватися  
для їх побудови**

Вимоги нормативно-правових актів щодо створення ДГМ, ГМЗ й ЗГМ						Вимоги до класів точності ГНСС-приймачів	
Приналежність	Клас (розряд) мережі	Мінімальна довжина сторони мережі, км	Максимальна допустима відносна похибка вимірювань довжини сторони	Максимальна допустима СКП вимірювань сторони, мм	Рекомендована максимальна допустима СКП вимірювань віддалей, мм	СКП вимірювань довжини бази методом ГНСС, мм	СКП вимірювань перевиснення методом ГНСС, мм
1	2	3	4	5	6	7	8
ДГМ	1	100-300	1:100 000 000	-	-	$5+0,5 \cdot 10^{-6} \cdot D$	$10+1 \cdot 10^{-6} \cdot D$
ДГМ	2	5-12	1:300 000	40	$5+3 \cdot 10^{-6} \cdot D$	$5+0,5 \cdot 10^{-6} \cdot D$	$10+1 \cdot 10^{-6} \cdot D$
ДГМ	3	2-12	1:200 000	50	$5+4 \cdot 10^{-6} \cdot D$	$5+1 \cdot 10^{-6} \cdot D$	$10+2 \cdot 10^{-6} \cdot D$
ГМЗ	4	0,25-5	1:100 000	10-20	$5+5 \cdot 10^{-6} \cdot D$	$5+1 \cdot 10^{-6} \cdot D$	$10+2 \cdot 10^{-6} \cdot D$
ГМЗ	1 р.	0,12-4	1:50 000	10-20	$5+7 \cdot 10^{-6} \cdot D$	$5+3 \cdot 10^{-6} \cdot D$	$10+5 \cdot 10^{-6} \cdot D$
ГМЗ	2 р.	0,08-3	1:20 000	10	$5+10 \cdot 10^{-6} \cdot D$	$5+5 \cdot 10^{-6} \cdot D$	$10+10 \cdot 10^{-6} \cdot D$
ЗГМ	-	0,02-2	1:10 000	-	$10+20 \cdot 10^{-6} \cdot D$	$5+10 \cdot 10^{-6} \cdot D$	$10+20 \cdot 10^{-6} \cdot D$

### **§10.5 Технічні та юридичні аспекти калібрування**

Як зрозуміло з вищенаведеного повірка є обов'язкова, встановлена законодавством процедура, яка застосовується до обмеженої кількості категорій приладів найбільш розповсюджених і важливих для суспільства та життєдіяльності країни. Але кількість різновидів приладів геодезичного і не геодезичного призначення величезна. Для них існує процедура **калібрування**, яка також є процедурою передбаченою законодавством про метрологію та метрологічну діяльність [111], але є виключно добровільною.

У попередньому підрозділі було роз'яснено, чим повірка, як технічне і юридичне поняття, основоположне у законодавстві про метрологію і метрологічну діяльність, відрізняється від повірки приладу перед вимірюваннями. Подібна неоднозначність присутня і для терміну «калібрування». У побуті під терміном «калібрування» часто розуміють налаштування або юстування. Міжнародне метрологічне співтовариство, міжнародні метрологічні організації, законодавство різних країн, у тому числі України, розуміють калібрування, на першому етапі, як порівняння показів приладу, що калібрується та еталонного приладу, який також калібрований порівнянням з еталоном більш високої точності. Таким чином, через безперервний ланцюг калібрувань одиниця вимірювань, наприклад, одиниця вимірювання довжини - метр, **простежується** до міжнародно визнаних еталонів, які реалізують саме визначення фізичної величини. На другому етапі, під час експлуатування, за необхідності, покази приладу виправляються **поправками** визначеними за результатами калібрування. Недарма, згідно законодавства, еталонні прилади, які застосовуються уповноваженими організаціями для повірки, повинні бути калібровані.

Ясна річ, що результати калібрування повинні бути використані для налаштування або юстування приладу таким чином, щоб покази приладу не були викривлені систематичними складовими похибки, виявленими під час калібрування. Наприклад, у пам'ять тахеометру вносять систематичні складові похибки вимірювань для кутомірної і віддалемірної частин приладу. Виміряні кути автоматично виправляються поправкою викликаною колімаційною похибкою, поправкою місця нуля або місця зеніту, поправкою за неперпендикулярність осі обертання зорової труби тахеометра і осі обертання алідади тахеометра тощо. Виміряні віддалі автоматично виправляються двома

поправками, які дозволять значно зменшити систематичну складову похибки вимірювань довжини. В пам'ять тахеометра заноситься константа комплекту віддалемір-відбивач – поправка, яка не залежить від вимірюваної довжини, названа адитивною. Друга – масштабний коефіцієнт – поправка пропорційна вимірюваній довжині, яка названа мультиплікативною.

Під час повірки прилад також порівнюється з еталоном, але принципова різниця повірки і калібрування полягає в тому, що під час повірки, на відміну від калібрування, заборонено налаштовувати прилад. Прилад або відповідає встановленим вимогам щодо похибки вимірювань або ні.

Відмінність повірки та калібрування добре видно на прикладі рулеток та інших матеріальних мір довжини. Під час повірки перевіряється відповідність номінальних значень довжини рулетки вимогам наведеним у додатку 3 «Технічного регламенту засобів вимірювальної техніки» затвердженого Постановою КМУ від 24.02.2016 р. № 163 [117]. Під час повірки перевіряється, чи відповідають номінальні значення довжини інтервалів рулетки наведеним там вимогам до I, II або III класів точності. Якщо рулетка відповідає – оформлюється свідоцтво про повірку, де вказується клас точності рулетки, не відповідає – виписується довідка про непридатність. Під час вимірювань в експлуатуванні введення поправок в покази рулетки не передбачається.

За результатами калібрування, якщо рулетка технічно справна, виписується свідоцтво про калібрування. В ньому вказуються відхилення дійсної довжини інтервалів рулетки від номінальних значень та їх невизначеності. Вони можуть бути використані під час вимірювань як поправки. Як правило це робиться для метрових інтервалів рулетки. За замовленням користувача калібрування може бути зроблене, як для дециметрових інтервалів так і для десятиметрових, чи тільки для загальної довжини. Від цього залежить вартість калібрування. Так само як і для рейок процедуру

калібрування рулеток часто помилково називають компаруванням. Треба пам'ятати, що компарування є одним із методів калібрування, коли довжина інтервалів рулетки порівнюється з такими самими інтервалами еталонної рулетки.

В законодавстві усіх країн калібрування є суто добровільною процедурою. Сам користувач вирішує за якими метрологічними характеристиками та параметрами необхідно калібрувати прилад та як часто це необхідно робити. Користувач приладу, коли замовляє калібрування, виходить з власних потреб забезпечення необхідної точності кінцевого результату вимірювань. Калібрувальна лабораторія зазвичай використовує стандартну методику калібрування, однак, за домовленістю з замовником калібрування, до неї можуть бути внесені певні зміни, наприклад, щодо збільшення точності калібрування, збільшення чи зменшення кількості характеристик та параметрів приладу, які будуть визначатися під час калібрування, наприклад, для тахеометру може бути проведене калібрування лише віддалемірної частини.

Зважаючи, що калібрування є добровільною процедурою, згідно з законодавством, свідоцтво про калібрування не має терміну дії. Користувач сам вирішує, коли йому виконувати наступне калібрування виходячи з того, як зміна метрологічних характеристик та параметрів приладу може впливати на кінцевий результат вимірювань.

Якщо прилад використовується в законодавчо регульованій сфері, але не входить до категорій законодавчо регульованих ЗВТ, він має бути каліброваним з метою підтвердження того, що вимоги нормативно-правових актів, інструкцій та нормативних документів будуть задоволені. До таких приладів відносяться лазерні сканери, аерофотознімальна та фотограметрична апаратура, лазерні трекери тощо.

Прилади, які входять до категорій законодавчо регульованих ЗВТ, тобто нівеліри, теодоліти, тахеометри та ГНСС-приймачі



геодезичного призначення, але не застосовуються в сфері законодавчо регульованої метрології, користувач може, з власної ініціативи, повірити або калібрувати, що б пересвідчитися, чи задовольняють вони його власні вимоги.

Калібрування приладів, є перш за все, міжнародним проектом покликаним викликати довіру до результатів вимірювань виконаних в іншій країні. Закордонні експерти, які проводять аудити виробництв перед закупівлею, наприклад, металу на наших металургійних комбінатах, вимагають щоб прилади, які застосовуються для випробувань металу були калібровані, а не повірені. Адже метал повинен відповідати вимогам міжнародних стандартів та вимогам стандартів країн-імпортерів.

### ***§10.6 Оцінка відповідності дає «зелене світло» для нової продукції, що надходить на ринок України***

Кожна країна, для захисту ринку від небезпечної продукції, яка не відповідає її законодавчим вимогам, запроваджує ті чи інші процедури легалізації цієї продукції на своєму ринку. В нашій країні така процедура називається оцінка відповідності, яка регулюється Законом України від 15.01.2015 № 124-VIII ЗУ «Про технічні регламенти та оцінку відповідності» [112].

Процедура оцінки відповідності застосовується, у тому числі, і до законодавчо регульованих ЗВТ геодезичного призначення. Нормативно-правовий акт, який встановлює перелік категорій ЗВТ, які підлягають оцінці відповідності, є Постанова КМУ від 13.01.2016 р. № 94 «Про затвердження Технічного регламенту законодавчо регульованих засобів вимірювальної техніки» [116]. Цей документ встановлює також загальні вимоги до законодавчо регульованих ЗВТ. Інші вимоги до законодавчо регульованих ЗВТ геодезичного призначення наведені знову таки в нормативних документах:

- ДСТУ 8955:2019 Метрологія. Теодоліти й тахеометри. Метрологічні та технічні вимоги. – Київ. ДП «УкрНДНЦ». – 2020 р.

- ДСТУ 8926:2019 Метрологія. Нівеліри та прилади вертикального проектування оптико-механічні, цифрові, лазерні й рейки нівелірні. Метрологічні та технічні вимоги. – Київ. ДП «УкрНДНЦ». – 2020 р.

Проведення процедур оцінки відповідності покладається виключно на виробника або його офіційного представника. Основною метою оцінки відповідності геодезичних приладів вимогам зазначених нормативно правових актів та нормативних документів, є недопущення невідповідної недоброякісної продукції на ринок України, щоб убезпечити економіку країни від наслідків недостовірних результатів вимірювань.

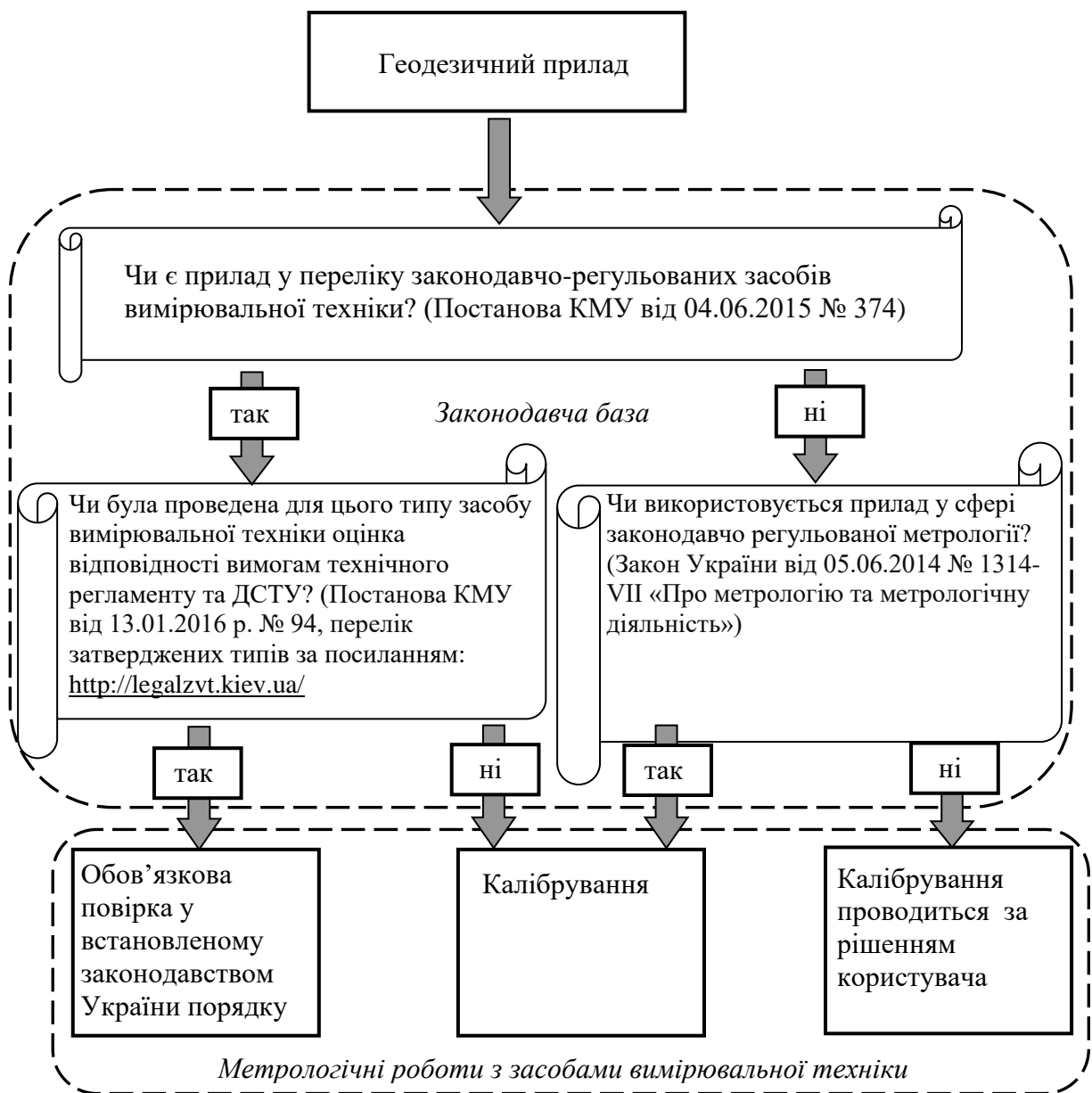
Важливо підкреслити, що прилади, які не проходили оцінку відповідності **не можуть бути повірені**, тобто допущені до вимірювань за ДБН та іншими документами, які регламентують діяльність у сфері геодезії, топографії, вишукувань, землеустрою тощо.

Геодезичним приладам, згідно вимог технічного регламенту на законодавчо регульовані засоби вимірювальної техніки, передбачено три комбінації процедур оцінки відповідності, які називаються модулями. З технічних та економічних причин більшість виробників або їх уповноважених представників вибирають комбінацію модулів  $B + F$  процедури оцінки відповідності.

За процедурою оцінки відповідності за модулем  $B$  виконується перевірка типу засобу вимірювальної техніки. Під час цієї перевірки досліджується технічний проект продукції та перевіряється його відповідність вимогам технічного регламенту та нормативного документа (ДСТУ) шляхом проведення різноманітних випробувань. За результатами випробувань, у випадку відповідності типового зразка вимогам технічного регламенту та нормативного документа, виробник отримує сертифікат перевірки типу за модулем  $B$ .

За процедурою оцінки відповідності за модулем F виконується перевірка відповідності кожного приладу або вибірки з партії приладів затвердженому за модулем B типові.

Реєстр затверджених типів засобів вимірювальної техніки ведеться ДП «УКРМЕТРТЕСТСТАНДАРТ» згідно Закону України від 05.06.2014 № 1314-VII «Про метрологію та метрологічну діяльність». Його можна переглянути за посиланням: <http://legalzvt.kiev.ua/>.



**Рис. 10.1** Блок-схема взаємодії оцінки відповідності, перевірки та калібрування

Додамо, оскільки Закони України не мають відвортної дії, всі засоби вимірювальної техніки, які відносяться до законодавчо регульованих згідно Постанови КМУ від 04.06.2015 № 374 «Про затвердження переліку категорій законодавчо регульованих засобів вимірювальної техніки, що підлягають періодичній повірці» та введені в експлуатацію в Україні до набуття чинності нової редакції Закону України від 05.06.2014 № 1314-VII «Про метрологію та метрологічну діяльність», тобто мають свідоцтва про повірку або державну метрологічну атестацію, можуть бути повірені як законодавчо регульовані засоби вимірювальної техніки.

Взаємодію між оцінкою відповідності, повіркою та калібруванням приладів наведено на блоксхемі на рис. 10.1.

За позитивними результатами оцінки відповідності на прилад наноситься відповідне маркування, у тому числі, додаткове метрологічне маркування у вигляді його метрологічних характеристик, букви М та останніх цифр року оцінки відповідності у прямокутнику, наприклад М21. Таке маркування означає, що наступна повірка приладу може бути виконана до кінця 2022 року. Повірку в експлуатації організовує користувач приладу.

Рекомендуємо в тендерній документації на закупівлю геодезичних приладів вказувати, як обов'язкову вимогу, оцінку відповідності. Інакше повірити потім придбані прилади, згідно з законодавством, буде **неможливо**. Звісно, їх можна буде калібрувати, але тоді, їх неможливо буде застосовувати у законодавчо регульованій сфері.

Всі геодезичні ЗВТ, згідно наказу МІНІСТЕРСТВА ЕКОНОМІЧНОГО РОЗВИТКУ І ТОРГІВЛІ УКРАЇНИ від 13.10.2016 № 1747 «Про затвердження міжповірочних інтервалів законодавчо регульованих засобів вимірювальної техніки, що перебувають в експлуатації, за категоріями» мають міжповірочний інтервал – 1 рік.

## *§10.7 Засоби метрологічного забезпечення геодезичних робіт*

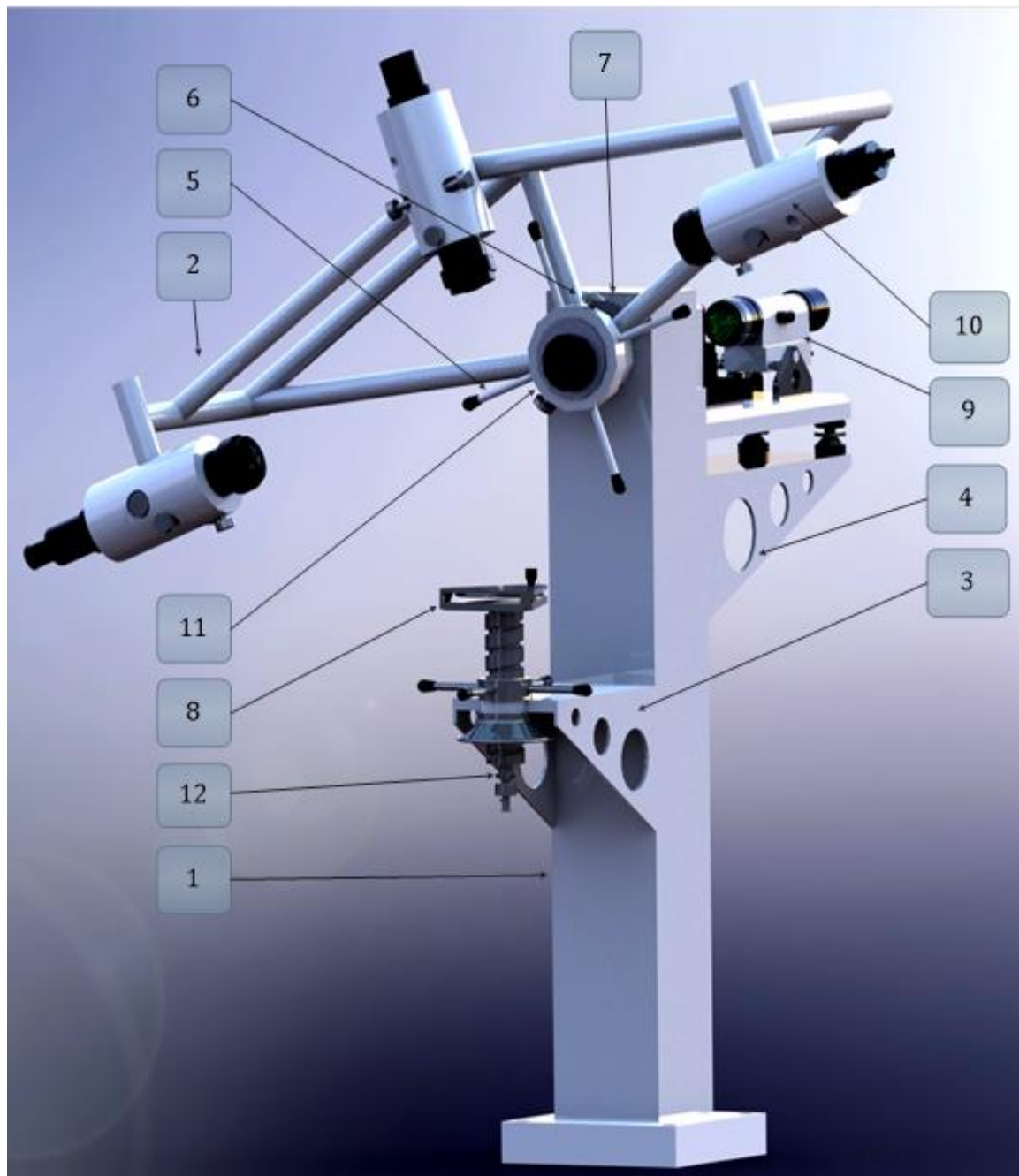
### **10.7.1 Еталонне обладнання для метрологічного забезпечення кутових вимірювань**

Випробувальні, повірочні та калібрувальні лабораторії повинні мати еталонне обладнання для того щоб одержати статус призначеного органу з оцінки відповідності, уповноваженого органу на право повірки або стати акредитованою лабораторією на право калібрування.

Геодезичні кутомірні прилади прийнято повіряти та калібрувати за допомогою різноманітних еталонних коліматорних стендів. До такого еталонного обладнання в галузі геодезії відноситься Установа автоколімаційна для повірки нівелірів і теодолітів АУПНТ, призначена для відтворення лінії горизонту та площинного розгорнутого кута  $180^\circ$  у горизонтальній і вертикальній площинах світловими автоколімаційними візирними осями. АУПНТ застосовується для визначення й (або) контролю метрологічних характеристик геодезичних приладів – нівелірів, теодолітів і кутомірної частини оптичних й електронних тахеометрів при їх повірці та калібруванні.

На рис. 10.2 показаний загальний вигляд установки АУПНТ. Основні характеристики установки АУПНТ наведені у таблиці 10.6.

АУПНТ (рис. 10.2) конструктивно складається з трьох незалежних частин, які можуть застосовуватися незалежно. Це Установа автоколімаційна для повірки теодолітів АУПТ, як основна складова АУПНТ, Установа автоколімаційна для повірки нівелірів АУПН та пристосування для повірки ПВП. Разом ці складові утворюють один багатофункціональний еталон, якій дозволяє визначити всі метрологічні характеристики та параметри теодолітів, кутомірної частини тахеометрів, оптико-механічних та лазерних нівелірів та ПВП.



**Рис. 10.2 Загальний вигляд автоколімаційної установки для  
повірки теодолітів і нівелірів АУПНТ**

*На рис. 10.2 показано: 1 – стійка; 2 – кантователь; 3 – кронштейн предметного стола; 4 – кронштейн АУПН; 5 – итурвал; 6 – фіксуючий гвинт; 7 – шкала; 8 – предметний стіл з поворотною платформою; 9 – Установка автоколімаційна для повірки нівелірів АУПН; 10 – підвіски з колімаційними зоровими трубами; 11 – вісь кантователя; 12 – пристосування для перевірки оптичного центрура геодезичних приладів; 13 – пристосування для повірки ПВП.*

**Основні характеристики установки АУПНТ.**

Види характеристик	Параметри
1. Діапазон зміни кута нахилу візирної осі, утвореної двома автоколімаційними зоровими трубами АУПТ	від мінус 40° до 40°
2. Середня квадратична похибка відтворення еталонного кута 180 ° візирними осями автоколімаційних зорових труб АУПТ у вертикальній і горизонтальній площинах	не більше 0,7"
3. Діапазон вимірювання кута неузгодженості візирної осі нівелірів для АУПН:	від мінус 60" до 60"
4. Границі систематичної складової похибки відтворення горизонтальної візирної осі АУПН	± 1,0"
5. Середня квадратична похибка відтворення горизонтальної візирної осі АУПН	не більше 0,3"
6. Середня квадратична похибка визначення похибки роботи компенсатора нівелірів, теодолітів і тахеометрів АУПН	не більше 0,15"
7. Діапазон кута нахилу поворотної платформи предметного столу АУПТ при визначенні діапазону роботи компенсатора геодезичних приладів	від мінус 1° до 5°
8. Діапазон вимірювання відхилення від вертикалі візирної осі ПВП	від мінус 60" до 60"
9. Середня квадратична похибка вимірювань відхилення від вертикалі візирної осі оптичних ПВП	0,5"
10. Середня квадратична похибка вимірювань відхилення від вертикалі візирної осі лазерних нівелірів і ПВП в діапазоні: - від мінус 20 "до 20" - від мінус 60 "до 60"	2,0" 6,0"
11. Середня квадратична похибка визначення похибки роботи компенсатора ПВП	не більше 0,15"

АУПНТ випущена більш ніж у 150 екземплярах і широко застосовується організаціями України, Білорусі, РФ, Казахстану та інших країн. Аналогічні за принципом роботи установки використовують більшість фірм-виробників геодезичних приладів.

Під час оцінки відповідності теодолітів та кутомірної частини тахеометрів випробуванням піддаються всі метрологічні характеристики та параметри щодо їх відповідності вимогам технічного регламенту та ДСТУ 8955.

Під час повірки або калібрування геодезичний прилад встановлюється на предметний стіл АУПНТ. Виконується шість повних прийомів кутових вимірювань при крузі зліва та крузі справа приладу на кожний коліматор АУПНТ. За результатами оброблення цих вимірювань перевіряються основні метрологічні характеристики та параметри кутомірної частини приладів.

Повірка розпочинається з контролю установчого та/або циліндричного рівня приладу, його колімаційної похибки та місця нуля (місця зеніту) вертикального круга.

Контролю під час повірки підлягають:

- СКП ( $\sigma$ ) вимірювань горизонтального та вертикального кута одним повним прийомом;
- діапазон роботи компенсатора;
- максимально допустима систематична похибка роботи компенсатора на 1' нахилення осі обертання приладу;
- СКП роботи компенсатора;
- максимальний вплив ексцентриситету алідади (лімба<sup>1)</sup>) горизонтального круга на вимірюваний кут;
- максимальний вплив ексцентриситету вертикального круга на вимірюваний кут;
- зміна неперпендикулярності осі обертання зорової труби до осі обертання алідади приладу при нахиленні зорової труби приладу на  $\pm 20^\circ$ .

Крім того, контролюється відхилення від перпендикулярності осі обертання зорової труби до осі обертання алідади приладу та похибка оптичного або лазерного виска на 1 м висоти приладу.

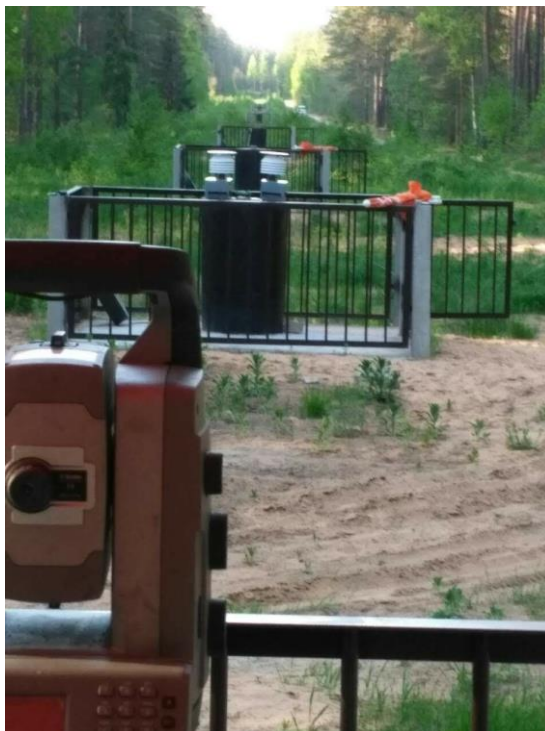
Для оптико-механічних та лазерних нівелірів та ПВП на АУПНТ контролюються діапазон, систематична та випадкова складові роботи компенсатора або горизонтуючої системи.



### **10.7.2 Еталонне обладнання для метрологічного забезпечення вимірювань довжини**

Польовими компараторами називаються закріплені на місцевості геодезичні пункти спеціальної конструкції, яка забезпечує їх нерухомість продовж тривалого часу. Такі пункти зазвичай мають систему примусового центрування приладів. Між пунктами польового компаратора в обов'язковому порядку забезпечується пряма видимість та можливість вимірювань достатньо точних значень метеорологічних параметрів навколишнього середовища.

Загальний вигляд польового компаратора показаний на рис. 10.3



*Рис. 10.3 Загальний вигляд польового компаратора*

Польові компаратори прийнято робити лінійного або віялового типу. В першому випадку всі пункти польового компаратора розташовані у створі, що дозволяє визначати інтервали між його пунктами із вищою точністю за допомогою

комбінації вимірювань. В другому випадку, пункти наведення розташовані у різних напрямках від базового пункту компаратора. Таке розташування пунктів польового компаратора дозволяє його використовувати при повірці та калібруванні приймачів глобальних навігаційних супутникових систем.

Польові компаратори прийнято використовувати для повірки та калібрування віддалемірної частини тахеометрів, віддалемірів, приймачів глобальних навігаційних супутникових систем, оптичних та цифрових нівелірів, бусолей та іншого обладнання.

Під час повірки або калібрування тахеометр або віддалемір, встановлюється на базовому пункті польового компаратора та виконуються вимірювання на інші його пункти. За результатами оброблення цих вимірювань оцінюються випадкова складова вимірювань довжини, а також адитивні та мультиплікативні систематичні складові похибки вимірювань довжини у режимах вимірювань «на призму», «на плівку» та «без відбивача».

Аналогічні вимірювання виконуються парою ГНСС-приймачів в статичному та кінематичному режимах. Допускається одночасно повіряти декілька ГНСС-приймачів, комбінуючи їх встановлення на різних пунктах польового компаратора. За результатами вимірювань обчислюється довжина баз (векторів), оцінюються випадкова складова вимірювань довжини, а також адитивні та мультиплікативні систематичні складові похибки вимірювань довжини.

### **10.7.3 Еталонне обладнання для калібрування сканерів та трекерів**

Еталоном для калібрування лазерних сканерів і трекерів є лабораторний компаратор (рис. 10.4). Він являє собою надійно закріплену у лабораторії спеціальну геодезичну мережу, координати точок якої у вигляді гнізд для самоцентрування визначені в плані з СКП від 0,01 до 0,05 мм, за висотою з СКП від

0,02 до 0,03 мм, а також спеціальних марок та інших геометричних об'єктів. В якості гнізд використовуються відгоризнтовані шайби, на які можуть бути встановлені відбивачі трекера або сфери сканера.

Калібрування полягає у визначенні координат гнізд та марок та геометричних розмірів лабораторного компаратора із різних станцій за розробленою методикою їх калібрування. Положення об'єктів лабораторного компаратора підбирається таким чином, щоб була можливість визначити всі геометричні параметри приладу, який калібрується.



*Рис. 10.4* Загальний вигляд лабораторного компаратора

Все наведене вище еталонне обладнання відтворює або вимірює якісь геометричні параметри із вищою у порівнянні з приладом, що калібрується точністю. Виконується порівняння виміряної приладом величини із її еталонним значенням, яке заноситься до сертифікату калібрування. За цими різницями можуть визначатися окремі геометричні параметри геодезичних приладів.

## ***§10.8 Польова перевірка технічного стану та юстування сучасних геодезичних приладів***

### **10.8.1 Загальні рекомендації щодо перевірки технічного стану та юстування сучасних геодезичних приладів**

Виходячи з наведеного вище повірку геодезичних приладів можуть виконувати тільки незалежні, уповноважені державою, повірочні лабораторії. Тому надалі, з метою уникнення плутанини, будемо вважати, що термін перевірка технічного стану та юстування означає те саме, що звичний термін «польова повірка». Іноді, операції з перевірки технічного стану та юстування, також невірно, називають «калібрування».

Для забезпечення належної точності вимірювань геодезист повинен періодично перед початком роботи виконувати операції рекомендовані виробником приладу щодо перевірки його технічного стану та виконати відповідні юстування. Юстування виконується, якщо під час перевірки параметри, що перевіряються вийшли за допустимі межі встановлені інструкцією (настановою) з експлуатування приладу. Узагальнені допустимі межі встановлені в ДСТУ 8926 та ДСТУ 8955.

В цілому, операції з перевірки технічного стану та юстування сучасних електронних геодезичних приладів дуже схожі на ті самі операції для їх оптико-механічних попередників. Тим не менш, існує дуже багато невеликих та більших відмінностей в залежності від фірми-виробника приладу, року випуску, конструктивних особливостей, рівня автоматизації, цінової категорії тощо. Виходячи із цього хочемо дати декілька загальних дуже важливих рекомендацій та застережень:

1. Уважно вивчіть інструкцію з експлуатування саме цієї модифікації приладу щодо перевірки технічного стану та юстування (в інструкції перевірка технічного стану може називатися повірка чи калібрування);

2. Прискіпливо притримуйтеся всіх рекомендацій інструкції щодо дій під час перевірки технічного стану та юстування приладу;

3. Не порушуйте рекомендований порядок перевірки технічного стану та юстування;

4. Не намагайтеся виконувати юстування, якщо параметр, що юстується, вийшов за межі встановлені інструкцією. Зверніться до сервісного центру.

5. Не намагайтеся самостійно юстувати або виправляти те, що інструкція рекомендує виправити в сервісному центрі, адже це загрожує приладу ще більшим пошкодженням і більш дорогим та тривалим ремонтом.

Питання перевірки технічного стану та юстування оптико-механічних геодезичних приладів широко висвітлені в геодезичній літературі, тому нижче не розглядаються, хоча в них є дуже багато спільного.

Сучасні електронні геодезичні прилади – електронні тахеометри і цифрові нівеліри – мають спеціальне меню, доступне з інтерфейсу приладу, щодо перевірки їх технічного стану. Це меню описане в інструкції і призначене саме для виконання перевірки технічного стану та юстування. Як правило, знаходячись в цьому меню необхідно виконати певні вимірювання і занести їх до пам'яті приладу. За ними прилад сам обчислює необхідні налаштування і заносить до своєї пам'яті, а потім використовує під час роботи.

Юстування приладів не може виконуватись у довільних межах. Юстувати геометричні параметри геодезичних приладів, коли вони сильно перевищують допустимі значення, не дозволяється, оскільки під час юстування буде сильно спотворена геометрія приладу. Наприклад, у випадку юстування великої колімаційної похибки візирна вісь зорової труби приладу сильно відхилиться від її оптичної осі, що може призвести до виникнення

інших систематичних похибок, наприклад, ексцентриситету горизонтального кола. В електронних геодезичних приладах в меню юстування, як правило, виводиться попередження щодо перевищення допустимості величини юстування геодезичного приладу. За цими межами виконати юстування неможливо. В оптичних приладах контроль перевищення допустимих меж юстувань покладений на користувача. У випадку перевищення допустимих меж юстувань геометричних параметрів, необхідно звернутися до сервісного центру.

### **10.8.2 Перевірка технічного стану та юстування сучасних електронних тахеометрів**

Як було сказано вище, для перевірки технічного стану та юстування електронного тахеометра необхідно зайти його відповідне меню. Залежно від типу приладу, це меню часто називають «Повірка» або «Калібрування», але такими воно не є. В цьому меню, зазвичай, можна перевірити електронний рівень, колімаційну похибку та місце нуля (місце зеніту). Для деяких типів приладів в меню міститься перевірка неперпендикулярності осі обертання зорової труби та осі обертання тахеометра. Зауважимо, хоч це є важливий, але не повний перелік операцій з перевірки технічного стану тахеометра!

В загальному випадку для електронного тахеометра виконують наступні операції з перевірки його технічного стану:

1. Перевірка рівня (циліндричного та/або електронного);
2. Перевірка компенсатора та діапазону його роботи;
3. Перевірка сітки ниток;
4. Перевірка колімаційної похибки;
5. Перевірка місця нуля (місце зеніту);
6. Перевірка неперпендикулярності осі обертання зорової труби та осі обертання тахеометра;

7. Перевірка оптичного або лазерного центру (оптичного виска);

8. Перевірка константи комплексу тахеометр – відбивач;

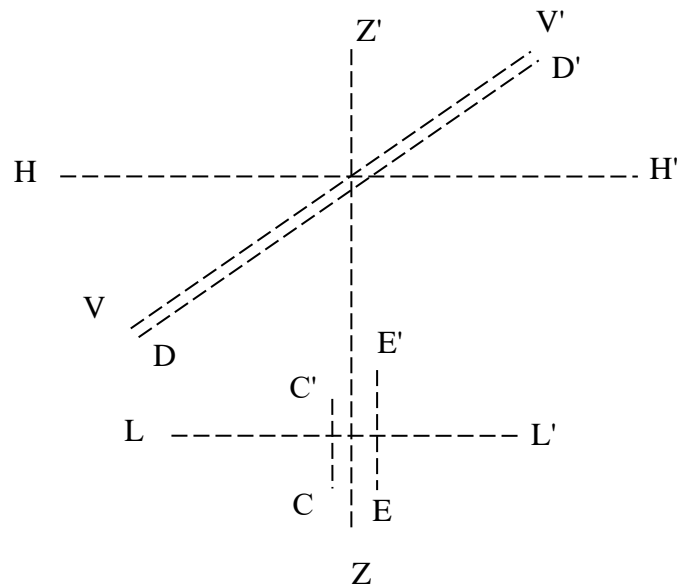
9. Перевірка співпадіння осі електронного віддалеміра та візирної осі.

Зазначені вище операції з перевірки технічного стану тахеометра важливо виконувати в тій послідовності, в якій вони наведені у переліку, оскільки в електронних тахеометрах присутній взаємний вплив геометричних параметрів один на інший. Тобто юстування одного геометричного параметра може викликати суттєву зміну іншого. Виконуючи польові перевірки за наведеним порядком, геодезист по чергово виявляє недопустимі відхилення та шляхом юстування вводить геометричні параметри тахеометра в допустимі межі.

Рекомендовано використовувати різну періодичність виконання різних операцій з перевірки технічного стану тахеометрів. Так перевірку рівня, компенсатора, колімаційної похибки та місця нуля (місця зеніту) рекомендовано виконувати раз на добу. За сталих умов зберігання та експлуатування термін можна збільшити до декількох діб. За різкої зміни зовнішніх умов, особливо зміни температури, сильної сонячної радіації, сильного вітру, наявності сильної вібрації від працюючої поряд техніки, удару по штативу або приладу тощо, ці перевірки рекомендовано виконувати два або три рази на день.

Перевірку сітки ниток, неперпендикулярності осей, центру та константи відбивача та співпадіння осі електронного віддалеміра та візирної осі рекомендовано виконувати після тривалої перерви в експлуатуванні, після тривалого транспортування, сильного удару по приладу, наприклад, падіння та не рідше ніж раз на місяць під час інтенсивного експлуатування.

Перед початком розгляду операцій з перевірки технічного стану та юстування розглянемо схему осей електронного тахеометра (рис. 10.5).



**Рис. 10.5 Схема осей електронного тахеометра**

На рис. 10.5 зображено наступні осі:

$ZZ'$  – вісь обертання електронного тахеометра;

$HH'$  – вісь обертання зорової труби електронного тахеометра;

$VV'$  – візирна вісь електронного тахеометра;

$LL'$  – вісь циліндричного рівня (за наявності);

$EE'$  – вісь електронного рівня (електронного компенсатора);

$DD'$  – вісь віддалеміра;

$CC'$  – вісь центриру.

Зазначимо також, що під циліндричним рівнем мається на увазі скляний ампульний рівень, а під електронним – оптико-електронний пристрій, який постійно вимірює кут нахилу осі обертання тахеометру. Електронний рівень можуть також називати електронним компенсатором, хоча він нічого не компенсує, а діє по іншому. В сучасних тахеометрах застосовується тільки двоосьовий електронний компенсатор, який вимірює кут нахилу осі обертання у двох взаємно перпендикулярних площинах. За цими вимірюваннями, в автоматичному режимі, вводяться поправки в виміряні вертикальні та горизонтальні кути. Покази електронного компенсатора виводяться на екран тахеометра, що дозволяє проводити горизонтування тахеометра та юстування компенсатора.



Під час перевірки технічного стану електронного тахеометра, геодезист перевіряє взаємне положення зазначених осей. Розглянемо детально процес виконання кожної перевірки.

### **1. Перевірка рівня (циліндричного та/або електронного)**

В процесі перевірки технічного стану електронного та/або циліндричного рівня тахеометра перевіряють той рівень, який використовується у роботі під час його горизонтування. Так якщо горизонтування тахеометра виконується з використанням електронного циліндричного рівня, перевіряти необхідно його. Залежно від виду рівня умова, яка контролюється, формулюється по різному.

Для електронного рівня:

**Вісь електронного рівня повинна бути паралельною осі обертання тахеометра.**

Для циліндричного рівня:

**Вісь циліндричного рівня повинна бути перпендикулярною осі обертання тахеометра.**

Перевірка виконується у три етапи:

а) встановити циліндричний рівень (клавіатуру тахеометра) паралельно двом підйомним гвинтам. Обертаючи підйомні гвинти у протилежні напрямки, привести рівень на центр;

б) повернути тахеометр на  $90^\circ$ . Обертаючи третій підйомний гвинт, привести рівень на центр, за необхідності, повторити п. а);

в) повернути тахеометр на  $180^\circ$ , рівень не повинен зміститись від центра більше ніж на  $\frac{1}{2}$  поділки.

У випадку зміщення більшого за  $\frac{1}{2}$  поділки, рівень необхідно юстувати. Зазначимо, що для більшості моделей тахеометрів юстування циліндричного рівня може виконати користувач. Для деяких моделей юстування циліндричного рівня виконується в сервісних центрах. Половину зміщення циліндричного рівня прибирають підйомними гвинтами тахеометра, іншу – юстувальними гвинтами рівня.

## **2. Перевірка компенсатора та діапазону його роботи**

**Вісь електронного компенсатора повинна бути паралельною осі обертання тахеометра.**

Перевірка компенсатора більшості електронних тахеометрів виконується у відповідному пункті меню. За умовами виконання перевірки необхідно навестись та занести відлік у пам'ять електронного тахеометра на ціль, що знаходиться на відстані не менше 100 м та під кутом до горизонту  $0^\circ \pm 3^\circ$ . Наведення необхідно зробити спочатку при КЛ, потім при КП.

Тахеометр виконає необхідні обчислення та, у випадку виходу отриманих значень за допустимі межі, запропонує виконати їх юстування. Точність вимірювань вертикальних кутів залежить від відповідності технічних характеристик компенсатора встановленим вимогам нормованим в ДСТУ 8955. Під час виконання польових робіт виконавець повинен періодично контролювати ці параметри, особливо діапазон роботи компенсатора.

Для компенсатора повинні виконуватись важливі умови:

**Діапазон роботи компенсатора повинен бути симетричним відносно осі обертання тахеометра у його робочому положенні.**

**Відлік за вертикальним кругом тахеометра під час нахилання його осі обертання може змінюватись в межах нормованої похибки роботи компенсатора.**

Встановіть та відгоризонтуйте тахеометр так, щоб один з його підйомних гвинтів був направлений на візирну ціль, розташовану приблизно на відстані 100 метрів від тахеометра. Наведіть горизонтальну нитку сітки ниток на візирну ціль і візьміть відлік за вертикальним кругом. Нахиліть тахеометр вперед, обертаючи підйомний гвинт направлений на візирну ціль приблизно на  $1' \dots 2'$ . Візьміть відлік за вертикальним кругом. Поверніть тахеометр у вертикальне положення і наведіть сітку ниток і візьміть відлік за вертикальним кругом. Нахиліть тахеометр приблизно на  $1' \dots 2'$  назад так само і візьміть відлік за вертикальним кругом після наведення.

Нахиліть тахеометр так само двома підйомними гвинтами вліво та вправо. Сітка ниток може зміститись вліво чи вправо. Наведіть її на візирну ціль і візьміть відлік.

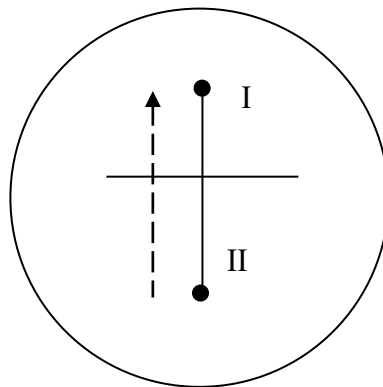
Якщо під час нахилення тахеометра відлік за вертикальним кругом різко змінився, то це означає, що компенсатор вийшов за межі діапазону роботи і підлягає ремонту в сервісному центрі.

Систематична та випадкова складові похибки роботи компенсатора можуть бути надійно визначені тільки на еталонному обладнанні у повірочній або калібрувальній лабораторії. Якщо під час нахилення тахеометра відліки помітно різняться за працюючого компенсатора, наприклад, різниці помітно більші за потроєну середню квадратичну похибку вимірювань тахеометром, то тахеометр бажано надати на позачергову повірку чи калібрування.

### **3. Перевірка сітки ниток**

**Вертикальна нитка сітки ниток повинна бути паралельною осі обертання тахеометра**

Перевірка виконується у наступному порядку. Навестись на ціль верхнім торцем сітки ниток та закріпити тахеометр (рис. 10.6, I). Повільно піднімаючи зорову трубу тахеометра пересвідчитись що ціль не відхилилась від середини нижнього торця сітки ниток (рис. 10.6, II)



**Рис. 10.6 Перевірка сітки ниток електронного тахеометра**

В сучасних тахеометрах під час юстування сітки ниток можна порушити їх герметичність, тому юстування після цієї перевірки рекомендуємо виконувати у сервісних центрах.

#### **4, 5. Перевірка колімаційної похибки та місця нуля (місця зеніту)**

Геометрична умова колімаційної похибки:

**Візирна вісь тахеометра повинна бути перпендикулярною осі обертання його зорової труби.**

Геометрична умова місця нуля (місця зеніту):

**Нуль вертикального круга тахеометра повинен бути в горизонті (зеніті).**

Оскільки ці перевірки у більшості електронних тахеометрів виконуються одночасно, в одному пункті меню, розглянемо їх разом. За умовами виконання перевірки необхідно навестись та занести відлік на ціль у пам'ять електронного тахеометра, що знаходиться на відстані не менше 100 м та під кутом до горизонту  $0^\circ \pm 3^\circ$ . Наведення необхідно зробити спочатку при КЛ, потім при КП.

Тахеометр виконає необхідні обчислення та, у випадку виходу отриманих значень за допустимі межі, запропонує виконати їх юстування (занесення правильних значень у пам'ять та їх використання у майбутніх вимірюваннях).

Як було сказано вище, оскільки процес виконання даної перевірки співпадає із перевіркою компенсатора, відбувається взаємний вплив між параметрами компенсатора і вертикального круга. Для коректного визначення всіх геометричних параметрів електронного тахеометра, ми рекомендуємо після виконання цієї перевірки виконати перевірку компенсатора ще раз.

#### **6. Перевірка неперпендикулярності осі обертання зорової труби та осі обертання тахеометра**

**Вісь обертання зорової труби тахеометра повинна бути перпендикулярною його осі обертання.**

Зазвичай дана перевірка присутня лише у високоточних тахеометрів або тахеометрів фірми Leica Corp. Якщо перевірка присутня у меню тахеометра, всі обчислення буде виконано електронно-обчислювальним пристроєм тахеометра, в іншому випадку їх повинен виконати геодезист.

За умовами виконання перевірки необхідно навестись та зняти відлік, або занести його у пам'ять електронного тахеометра, на ціль, що знаходиться на під кутом до горизонту не менше  $20^\circ$  та на відстані, бажано, не менше 100 м. Наведення необхідно зробити спочатку при КЛ, потім при КП. Додатково необхідно виконати вимірювання кута нахилу на ціль. Цю перевірку можна виконувати тільки після виконання юстування колімаційної похибки за п. 4.

Кут неперпендикулярності зазначених осей визначається за формулою:

$$i = \frac{(КЛ - КП \pm 180^\circ)}{2} \operatorname{ctg} \nu, \quad (10.1)$$

де  $\nu$  - вимірний кут нахилу на ціль,

КЛ, КП – відліки за горизонтальним кругом тахеометра при КЛ та КП відповідно.

Юстування даного геометричного параметру виконується тільки у сервісних центрах. Для деяких типів тахеометрів є можливість занести значення неперпендикулярності до його пам'яті. Тоді, під час вимірювань тахеометр буде сам виправляти відлік за горизонтальним кругом тахеометру, як при КЛ, так і при КП. Це значно підвищує точність вимірювань тільки одним кругом.

## **7. Перевірка оптичного або лазерного центриру (оптичного виска)**

**Вісь центриру повинна співпадати із віссю обертання тахеометра.**

Перевірка виконується наступним чином:

а) виконати центрування та горизонтування тахеометра над точкою та, обертаючи його кругом осі, перевірити, чи не зміщується візирна вісь тахеометра з точки;

б) якщо зміщується, закріпити на точці папір і відмітити на ньому положення візирної осі центриру за положення тахеометру  $0^\circ$ ;

б) відмітити положення візирної осі тахеометру при його положенні  $120^\circ$  і  $240^\circ$  та відмітити центр трикутника.

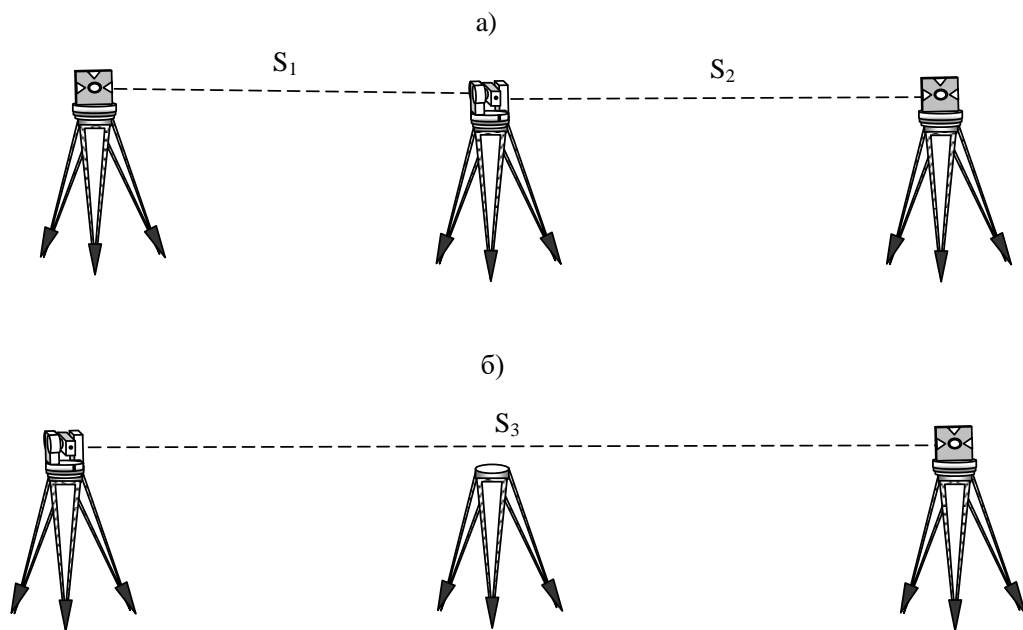
Юстування оптичного центриру виконується юстувальними гвинтами центриру. Обертаючи юстувальні гвинти наводять візирну вісь центриру (оптичного виска) тахеометра на центр трикутника.

В деяких моделях електронних тахеометрів використовують лазерні центрири (наприклад, в деяких тахеометрах фірми Leica). В цьому випадку юстування центриру рекомендуємо виконувати у сервісних центрах.

## **8. Перевірка константи комплекту тахеометр – відбивач**

Вимірювання відстані між тахеометром та відбивачем повинно виконуватися від точки перетину горизонтальної та вертикальної осі обертання тахеометра до точки перетину аналогічних осей відбивача. Виробники приладів, ремонтні та сервісні підприємства намагаються сконструювати, виготовити та налагодити прилад з урахуванням наведеної вище вимоги. Однак, внаслідок дії механічних похибок виготовлення тахеометрів та відбивачів, а також зміни електронних налаштувань тахеометра, точка перетину осей не збігається з точкою від якої тахеометр вимірює віддаль. Ця константа регулюється на певний відбивач, але інший відбивач може мати інші геометричні розміри, і константа на нього може бути інша. Особливо це стосується відбивачів іншого виробника геодезичних приладів.

Перевірка константи комплекту тахеометр-відбивач виконується наступним чином. Установити тахеометр на штативі і два штатива з трегерами так, щоб відстань від тахеометра до трегерів була приблизно 10 м, і тахеометр знаходився у створі лінії, утвореної двома трегерами (рис. 10.7 а). Закріпіть у першому трегері відбивач та приведіть тахеометр і відбивач у робоче положення.



**Рис. 10.7** Визначення постійної поправки методом трьох точок

Виміряйте лінію  $s_1$  декілька разів і візьміть середнє. Закріпіть відбивач у третьому трегері (рис. 10.7 а) та виміряйте лінію  $s_2$  декілька разів і візьміть середнє.

Встановіть тахеометр у перший трегер, а відбивач у третій трегер, виміряйте лінію  $s_3$  (рис. 10.7 б) декілька разів і візьміть середнє. Постійну поправку комплекту тахеометр-відбивач знайти за формулою:

$$c = S_3 - (S_1 + S_2). \quad (10.2)$$

Визначена величина константи відбивача заноситься у пам'ять тахеометра (зазвичай пункт меню EDM).

## **9. Перевірка співпадіння осі електронного віддалеміра та візирної осі.**

**Вісь електронного віддалеміра повинна співпадати із візирною віссю**

Перевірка виконується наступним чином. Встановити тахеометр на відстані не менше 50 м від цілі, яка представляє собою намальований на білій поверхні твердого матеріалу хрест. Виконати наведення тахеометра на ціль. Виконати вимірювання відстані до цілі. Під час вимірювань візуально оцінити зміщення лазерного променя від центру цілі.

Щоб не порушити герметичність приладу, юстування осі віддалеміра у більшості електронних тахеометрів, рекомендуємо виконувати у сервісних центрах.

Узагальнені допустимі значення або межі всіх геометричних параметрів для тахеометрів різних класів точності наведено в ДСТУ 8955.

Перевірки технічного стану електронних теодолітів та виконання юстування аналогічні польовим перевіркам технічного стану електронних тахеометрів, за винятком перевірок віддалемірної частини (перевірки 8 та 9).

### **10.8.3 Перевірка технічного стану та юстування оптико-механічних та цифрових нівелірів**

Рекомендуємо використовувати різну періодичність перевірки технічного стану нівелірів. Так перевірку круглого рівня та кута неузгодженості нівеліра рекомендовано виконувати раз на добу. За сталих умов зберігання та експлуатування термін можна збільшити до декількох діб. За різкої зміни зовнішніх умов, особливо зміни температури, сильної сонячної радіації, сильного вітру, наявності сильної вібрації від працюючої поряд техніки, удару по штативу або приладу тощо, ці перевірки рекомендовано виконувати два або три рази на день.



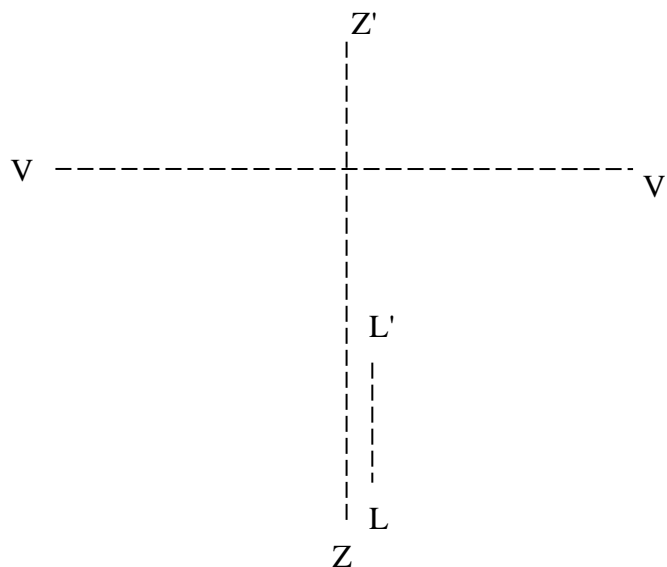
Перевірку сітки ниток та компенсатора рекомендовано виконувати після тривалої перерви в експлуатуванні, після тривалого транспортування, сильного удару по приладу, наприклад, падіння, та не рідше ніж раз на місяць під час інтенсивного експлуатування.

Рекомендуємо виконувати операції з перевірки технічного стану нівелірів у наведеному нижче порядку, оскільки, як і в електронних тахеометрах, може відбуватись взаємних вплив геометричних параметрів нівелірів один на інший.

В загальному випадку для нівеліра виконують наступні операції з перевірки його технічного стану:

1. Перевірка круглого (електронного) рівня
2. Перевірка сітки ниток
3. Перевірка компенсатора та його діапазону роботи
4. Перевірка кута неузгодженості нівеліра

Перш ніж перейти до опису перевірок нагадаємо схему осей нівеліра, яка показана на рис 10.8.



**Рис. 10.8 Схема осей нівелірів**

$ZZ'$  – вісь обертання нівеліра;

$VV'$  – візирна вісь нівеліра;

$LL'$  – вісь круглого рівня.

## **1. Перевірка круглого (електронного) рівня**

У більшості цифрових та у всіх оптичних нівелірів, їх горизонтування виконується за допомогою круглого рівня. Проте, деякі типи цифрових нівелірів можуть мати електронний рівень. Перевірка технічного стану електронного рівня виконується аналогічно до перевірки круглого рівня та описана нижче.

**Вісь круглого (електронного) рівня повинна бути паралельною осі обертання нівеліра.**

Перевірка виконується у два етапи:

а) вивести бульбашку круглого (електронного) рівня нівеліра на центр, обертаючи підйомні гвинти нівеліра;

в) повернути нівелір на  $180^\circ$ , бульбашка рівня не повинна вийти за межі меншого кола рівня.

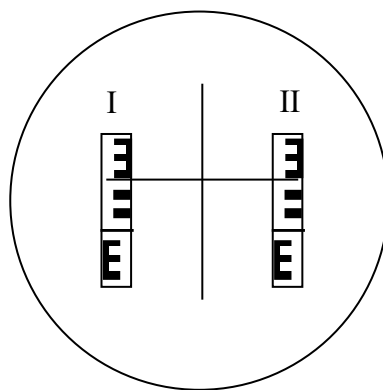
У випадку більшого відхилення рівня, половину зміщення юстують юстувальними гвинтами рівня, іншу половину зміщення усувають підйомними гвинтами нівеліра.

Юстування електронного рівня виконується у спеціальному меню. Якщо рівень не піддається юстуванню то нівелір підлягає ремонту у сервісному центрі.

## **2. Перевірка сітки ниток**

**Горизонтальна нитка сітки ниток повинна бути перпендикулярною осі обертання нівеліра**

Перевірка виконується тільки в оптичному режимі нівеліра у наступному порядку. Навести нівелір на рейку лівим торцем сітки ниток та зняти відлік за рейкою (рис. 10.9, I). Навести нівелір на рейку правим торцем сітки ниток та зняти відлік за рейкою (рис. 10.9, II). Відліки за рейкою не повинні змінитись.



*Рис. 10.9* Перевірка сітки ниток нівеліра

### **3. Перевірка компенсатора та діапазону його роботи**

Точність виконання геометричного нівелювання залежить від відповідності технічних характеристик компенсатора встановленим вимогам нормованим в ДСТУ 8926. До них відносяться діапазон та похибка роботи компенсатора, які визначаються під час повірки або калібрування нівеліра на спеціальному еталонному обладнанні. Під час виконання польових робіт виконавець повинен періодично контролювати ці найважливіші параметри, особливо діапазон роботи компенсатора. Інакше може виникати його «залипання», а точніше не спрацювання. Це загрожує грубими помилками в нівелюванні, які можуть досягати декількох сантиметрів. Ознакою, що компенсатор спрацьовує є невеликі коливання зображення рейки після не сильного удару пальцем по штативу. Такий контроль бажано виконувати на кожній станції нівелювання.

Для нормальної ритмічної та точної роботи під час нівелювання, для компенсатора повинні виконуватись важливі умови:

**Діапазон роботи компенсатора повинен бути симетричним відносно осі обертання нівеліра у її робочому положенні.**

**Відлік за рейкою під час нахилання осі обертання нівеліра може змінюватись в межах нормованої похибки роботи компенсатора нівеліра.**

Встановіть та відгоризонтуйте нівелір так, щоб один з його підйомних гвинтів був направлений на рейку, розташовану приблизно на відстані 50 метрів від нівеліра. Візьміть відлік за рейкою. Нахиліть нівелір вперед, обертаючи підйомний гвинт направлений на рейку до торкання бульбашкою круглого рівня його внутрішнього кола. Візьміть відлік за рейкою. Поверніть бульбашку рівня на середину і візьміть відлік за рейкою. Нахиліть нівелір назад так само і візьміть відлік за рейкою.

Нахиліть нівелір так само двома підйомними гвинтами вліво та вправо. Відлік також не повинен змінюватись, хоча сітка ниток може зміститись вліво чи вправо.

Методика вимірювань оптико-механічними та цифровими нівелірами при цьому однакова. Різниця полягає в тому, що для цифрових нівелірів відлік на штрихкодову рейку слід брати в автоматичному режимі.

Якщо під час нахилання нівеліра в одному з напрямків, коли бульбашка не виходить за межі малого кола, відлік за рейкою різко змінюється, то це означає, що нівелір вичерпав свій діапазон і підлягає ремонту в сервісному центрі.

Систематична та випадкова складові похибки роботи компенсатора можуть бути надійно визначені тільки на еталонному обладнанні у повірочній або калібрувальній лабораторії. Тим не менш, якщо під час нахилання нівеліра відліки помітно різняться за працюючого компенсатора, наприклад, різниці помітно більші за 0,5...2 мм (залежно від його класу точності), то нівелір бажано надати на позачергову повірку чи калібрування. У разі виявлення позанормованої похибки роботи компенсатора нівелір підлягає ремонту в сервісному центрі.

#### **4. Перевірка кута неузгодженості нівеліра**

Згідно з ДСТУ 8926 «кут неузгодженості візирної осі нівеліра (кут  $i$  нівеліра) - кут у прямовисній площині між візирною віссю зорової труби або віссю лазерного променя та горизонтальною площиною.»

Іноді, традиційно, вживають термін **іксова похибка нівеліра** (позначається  $X$ ) або **головна умова нівеліра**, але ці терміни є не стандартизованим і повинні бути виведені з вжитку.

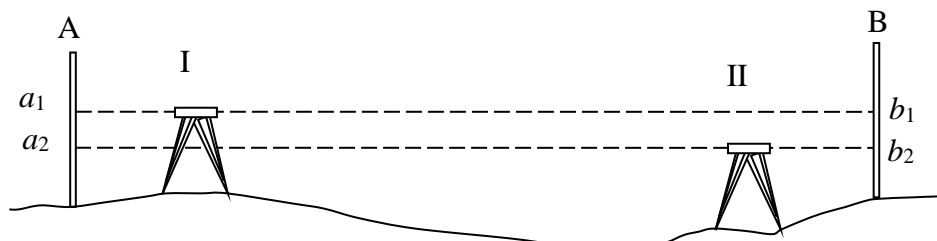
Для того щоб кут  $i$  не виходив за встановлені ДСТУ 8926 межі у  $10'$  для високоточних нівелірів (класи точності А05 та А1) та  $20'$  для точних та технічних (класи точності В2, В3 та С5) повинна виконуватись наступна геометрична умова:

**Візирна вісь оптико-механічного нівеліра з рівнем повинна бути паралельна осі його циліндричного рівня.**

Для нівелірів з компенсатором ця геометрична умова формулюється дещо інакше:

**Візирна вісь оптико-механічного або цифрового нівеліра з компенсатором повинна займати горизонтальне положення в діапазоні роботи компенсатора.**

Вимірювання під час перевірки нівелірів виконуються наступним чином. Встановити на місцевості дві рейки А і В на відстані приблизно 50-70 м (рис. 10.10).



*Рис. 10.10* Перевірка кута неузгодженості візирної осі нівеліра

Встановити нівелір на відстані 5-6 м від рейки А на станцію І, відгоризонтувати та зняти відліки за рейками  $a_1$  та  $b_1$ . Встановити нівелір на відстані 5-6 м від рейки В на станцію ІІ, відгоризонтувати та зняти відліки за рейками  $a_2$  та  $b_2$ . Визначити іксову похибку нівеліра за формулою:

$$X = \frac{a_1 + b_2}{2} - \frac{a_2 + b_1}{2}. \quad (10.3)$$

Визначити кут неузгодженості нівеліра за формулою:

$$i = \frac{X}{S} \rho'' , \quad (10.4)$$

де  $S$  - відстань між рейками,

$\rho''$  - радіан виражений в секундах,  $\rho'' = 206265''$  .

При отриманні значення кута неузгодженості нівеліра більшого за допустиме, виконується його юстування. В сучасних оптичних нівелірах юстування виконується шляхом зміщення сітки ниток нівеліра юстувальним гвинтом.

Перевірка кута неузгодженості цифрових нівелірів виконується у відповідному пункті головного меню. Зауважимо, існує декілька методів проведення цієї перевірки. У відповідному пункті меню цифрового нівеліра може бути один або декілька методів її виконання на вибір користувача. Виділимо два найбільш популярних:

1) Визначення перевищення між рейками у дві станції: при рівних плечах та біля однієї із рейок.

2) Визначення перевищення між рейками у дві станції при нерівних плечах біля кожної із рейок, як це було описано для оптичних нівелірів (рис. 6).

Ці два методи рівнозначні. Вибір методу обумовлюється лише особистою перевагою геодезиста. За результатами виконання перевірки, цифровий нівелір вираховує значення кута неузгодженості та внесе відповідну поправку у пам'ять.

#### **10.8.4 Перевірка технічного стану нівелірних рейок**

Оскільки точність виконання геометричного нівелювання залежить не тільки від відповідності нівеліра встановленим

вимогам, а також від відповідності рейок, рекомендуємо виконувати періодичний контроль їх технічного стану.

Основна метрологічна характеристика рейок – довжина метрових інтервалів рейки – визначається під час проведення її повірки або калібрування та наводиться у відповідних свідоцтвах. Наведені нижче параметри рейок контролюються під час повірки або калібрування, але повинні періодично контролюватися виконавцем геодезичних робіт. Інакше невідповідні вимогам рейки можуть звести нанівець усі зусилля щодо досягнення високої точності нівелювання.

В загальному випадку для рейок виконують наступні операції з перевірки їх технічного стану:

1. Перевірка прогину лицьової поверхні нівелірної рейки;
2. Перевірка неперпендикулярності п'ятки рейки до її осі;
3. Перевірка непаралельності осі сферичного рівня до осі шкали.

Згідно з ДСТУ 8926 рейки нівелірні поділяються на три класи точності: високоточні (I клас точності), точні (II клас точності) та технічні (III клас точності).

### **1. Перевірка прогину лицьової поверхні нівелірної рейки**

Покладіть рейку на горизонтальну поверхню основною шкалою уверх. Натягніть рулетку вздовж рейки ребром до поверхні рейки і торкніться поверхні рейки. Якщо посередині рейки виявилася опуклість переверніть рейку основною шкалою униз. Знову натягніть рулетку ребром до поверхні і торкніться кінців рейки. Виміряйте металевою лінійкою чи торцевою рулеткою прогин рейки як відстань між ребром рулетки та поверхнею рейки.

Прогин не повинен перевищувати 4 мм для рейок I класу точності, 6 мм для рейок II класу точності та 10 мм для рейок III класу точності.

### **2. Перевірка неперпендикулярності п'ятки рейки до її осі**

Визначення неперпендикулярності п'ятки рейки виконується наступним чином. Встановлювати рейку на точку на відстані 4-5 м

від нівеліра почергово центральною частиною та кожним із кутів її п'ятки, наводити нівелір на рейку при кожному встановленні та знімати відлік.

Максимальна різниця між відліком у центральній частині та на краях не повинна перевищувати 0,3 мм для рейок I класу точності, 0,6 мм для рейок II класу точності та 1 мм для рейок III класу точності.

### **3. Перевірка непаралельності осі сферичного рівня до осі шкали**

Ця перевірка виконується тільки для рейок I класу точності, а також II класу за наявності у них рівня. Рейка закріплюється на підпірках та виставляється у вертикальне положення за допомогою теодоліта, тахеометра або виска. Бульбашка рівня, при цьому, не повинна вийти за внутрішнє коло круглого рівня.

Перевірку перпендикулярності п'ятки рейки рекомендуємо виконувати після тривалої перерви в експлуатаванні, після тривалого транспортування, сильного удару за рейкою, наприклад, падіння, та не рідше ніж раз на пів року під час інтенсивного експлуатавання. Дерев'яні рейки особливо ретельно треба перевірити рейки після того, як вони намокли, чи зберігалися в вологому приміщенні. Якщо дерев'яні рейки все ж таки намокли, ретельно витріть їх сухим ганчір'ям та не сушить їх, ні в якому разі, біля нагрівальних приладів.

### **10.8.5 Перевірка технічного стану приймачів глобальних навігаційних супутникових систем**

Сучасні ГНСС приймачі можуть мати різну конструкцію та різні режими роботи. Так в деяких ГНСС приймачах антена та контролер керування знаходяться у двох окремих пристроях, в інших все знаходиться в одному пристрою. Більшість ГНСС приймачі можуть працювати як у статичному так і в



кінематичному режимі, проте інколи ГНСС приймач поставляється з можливістю роботи виключно у режимі RTK. ГНСС приймачі, в яких забезпечена можливість вимірювань у статичному режимі, часто поставляються з трегером та адаптером для забезпечення їх центрування та горизонтування над пунктом.

Залежно від типу, комплектації та можливих режимів роботи, визначається комплекс робіт з перевірки їх технічного стану.

В загальному випадку для ГНСС приймачів виконують наступні операції з перевірки їх технічного стану:

1. Перевірка циліндричного рівня
2. Перевірка центруру
3. Перевірка працездатності ГНСС приймача

**Перевірка рівня та центруру** виконуються у тому випадку коли у комплект приймача входять трегер та адаптер для його центрування над геодезичним пунктом. Такі перевірка виконуються аналогічно до перевірок циліндричного рівня та центруру електронного тахеометра.

### **Перевірка працездатності ГНСС приймача**

Перевірку працездатності ГНСС приймача виконати у тих режимах роботи, в яких він буде використовуватись. Перевірка працездатності в статичному режимі виконується тільки для пари приймачів.

Перевірку працездатності приймачів в статичному режимі виконати наступним чином. Закріпити на місцевості, на відстані 5-20 м дві точки. Виконати вимірювання відстані між ними іншим методом, який має точність вимірювань вищу за ГНСС-метод, наприклад, повіреним електронним тахеометром. Встановити над кожним пунктом ГНСС приймач, виконати вимірювання у статичному режимі. Вимірювання виконувати відповідно інструкції користування ГНСС приймача. Поміняти ГНСС приймачі місцями, повторити вимірювання. Відхили значень довжини виміряного просторового вектора між собою та від

контрольного значення не повинні перевищувати характеристик точності приладів.

Перевірку працездатності приймачів в кінематичному або RTK режимі виконати наступним чином. Закріпити на місцевості, на відстані 5-20 м дві точки. Виконати вимірювання відстані між ними іншим методом, який має точність вимірювань вищу за ГНСС-метод, наприклад, повіреним електронним тахеометром. Визначити координати закріплених точок ГНСС приймачем (ровером). Визначити довжину просторового вектора за координатами. Виміряна довжина просторового вектора не повинна відхилитись від контрольного значення на величину похибки ГНСС-приймача.

У випадку відхилів, які значно перевищують допустимі значення, рекомендуємо звернутись до сервісного центру.

## РОЗДІЛ 11. ОРГАНІЗАЦІЯ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБІТ

### *§ 11.1. Інженерно-геодезичні служби будівельної галузі*

Для виконання геодезичних робіт при проектуванні, зведенні та експлуатації інженерних споруд і монтажі та експлуатації технологічного устаткування створюються геодезичні служби будівельних відомств, підприємств, установ, організацій і об'єднань підприємств незалежно від форми власності.

Вони забезпечують технічну єдність і якість виконання геодезичних робіт, здійснюють контроль і нагляд в сфері геодезичного забезпечення будівельних та монтажних робіт.

Функціонування та розвиток інженерно-геодезичної служби в будівництві координує Мінрегіонбуд України як центральний орган виконавчої влади. Останнім часом функції будівельного міністерства реорганізуються і вони змінюють свою приналежність і назву. Але це не змінює підходи до виконання як будівельних так і інженерно-геодезичних робіт.

В галузі геодезичного забезпечення будівельних робіт визначено головною організацією Науково дослідний інститут будівельного виробництва (НДІБВ), існує служба головного геодезиста в центральному апараті Держбуду та в об'єднаних підприємствах та відомствах .

Задачі, права та обов'язки інженерно-геодезичних служб підприємств та відомств визначаються Положенням про інженерно-геодезичну службу центрального відомства (наприклад Мінрегіонбуд України).

Положення про інші ланки інженерно-геодезичної служби в будівництві затверджуються керівниками відповідних організації і узгоджуються з службою головного геодезиста і метролога центрального відомства. Затверджується структура, штати, обсяги робіт і т.д.

Відповідальність за стан геодезичного забезпечення на підприємствах несуть керівники підприємств. Інженерно-геодезичні служби в будівництві керуються існуючими законодавчими актами України в сфері виконання геодезичних та будівельних робіт з дотриманням метрологічних вимог до забезпечення єдності вимірів.

Основними задачами інженерно-геодезичної служби в будівництві є:

- в центральній організації (Міністерстві, відомстві) проводити координацію робіт по забезпеченню технічної єдності геодезичних вимірювань, контроль і нагляд за виконанням геодезичних робіт;

- в органах управління будівельних відомств (підприємств) здійснення контролю геометричних параметрів будівельних конструкцій і споруд;

- на підприємствах і організаціях – геодезичне забезпечення будівельних робіт та геодезичного контролю при виконанні будівельно-монтажних робіт.

Мінрегіонбуд координує, організовує та виконує наступні роботи:

- державний та відомчий геодезичний контроль і нагляд при виконанні геодезичних робіт;

- планування, дотримання технології виконання геодезичних робіт та положень проекту виконання геодезичних робіт (ПВГР);

- забезпечення виконання робіт кадрами, приладами та іншим технічним оснащенням;

- бере участь у розробці методик виконання робіт, в організації метрологічних робіт, в проведенні державних випробувань;

- контролює якість виконання робіт відповідальними працівниками та лінійним персоналом;

- проводить контроль точності геометричних параметрів інженерної споруди, досліджень деформацій споруди та інших

робіт по виконанню геодезичних спостережень, що сприяє дотриманню якісного виконання всього комплексу робіт.

Державний та відомчий контроль, нагляд у сфері геодезичного забезпечення будівництва виконують інженерно-геодезичні служби центрального відомства (міністерства) в межах своїх повноважень. Вони можуть взаємодіяти з іншими уповноваженими органами: Державною архітектурно-будівельною інспекцією, метрологічною службою Мінрегіонбуду, Укргеодезкартографією, з службою нагляду замовника, з службою авторського нагляду проектувальника.

Інженерно-геодезична служба Мінрегіонбуду разом із зацікавленими підрозділами виконують акредитацію підрозділів, експертизу документації, атестацію методик виконання робіт, акредитацію геодезичних служб та лабораторій, що виконують вимірювання.

Інженерно-геодезичних нагляд за якістю вимірювань та дотримання геометричних параметрів в будівництві здійснюється геодезичною службою Мінрегіонбуду.

Контролю та перевірці підлягає весь комплекс вихідної документації та всіх видів виконання робіт по забезпеченню якості і точності геометричних параметрів інженерної споруди.

Розроблені положення про інженерно-геодезичну службу у будівництві передбачають:

- створення базової організації інженерно-геодезичної служби рішенням Мінрегіонбуду для забезпечення єдності та вимог точності вимірювань за напрямком діяльності та відомчим поділом, координацію і методичне керівництво інженерно-геодезичними службами підвідомчих підприємств;

- створення інженерно-геодезичної служби підприємства, яка включає відділ головного геодезиста для виконання задач з геодезичного забезпечення будівництва і експлуатації будівель і споруд;

«Положення» регламентують сфери діяльності головного геодезиста підприємства; ведучого геодезиста підприємства; дільничого інженера-геодезиста та лінійних працівників, що виконують необхідні інженерно-геодезичні вимірювання. При цьому, кожному із них визначені функції всього комплексу геодезичних робіт при зведенні та експлуатації інженерних будівель і споруд. Визначені їх функції, права та обов'язки при проведенні всього комплексу робіт:

- надання приміщень для камеральних робіт;
- забезпеченню приладами та обладнанням;
- приймання від замовника технічної документації, геодезичних мереж, генеральних планів, розмічувальних креслень і необхідних узгоджень, усунення виявлених недоліків;
- розробленню проектів виконання робіт (ПВГР, ПВР, ПОБ, ПВГРР і т.д.);
- виконання всього комплексу геодезичних робіт при зведенні та експлуатації інженерних споруд і монтажі технологічного устаткування;
- проведенні контролю якості виконаних робіт та виконавчої геодезичної документації;
- брати участь в нарадах, робочих комісіях, при розслідуванні причин грубих порушень виконання монтажних робіт, аварій, розробці заходів з техніки безпеки при виконанні геодезичних робіт;
- проводити інструктажі лінійного персоналу з питань виконання геодезичних робіт і т.д.

### ***§ 11.2. Організація геодезичних робіт в будівельно-монтажному виробництві***

Інженерно-геодезичні роботи забезпечують проведення всіх технологічних процесів при проектуванні, зведенні та експлуатації інженерних споруд та технологічного устаткування. Вони

забезпечують високу якість, дотримання всіх геометричних параметрів інженерних споруд та технологічного устаткування.

При виконанні інженерно-геодезичних робіт необхідно враховувати технологічні особливості споруд та устаткування в умовах сучасних технологій виконання будівельно-монтажних робіт.

В умовах сучасних індустріальних технологій слід суворо дотримуватись головних цілей і задач по взаємозв'язку інженерно-геодезичних робіт з виконанням будівельно-монтажних робіт, а саме:

1. В підготовчий період

- розробка проекту виконання геодезичних робіт (ПВГР);

- побудова інженерно-геодезичних мереж на будівельному майданчику;

- виконання геодезичних розмічувальних робіт на будівельному майданчику;

- прийомку технічної і проектної документації, геодезичних планових та висотних робіт.

2. При виконанні будівельно-монтажних робіт

- виконання детальних розмічувальних робіт;

- виконання контрольних-монтажних робіт;

- виконання виконавчих зніманих окремих закінчених об'єктів або його частин;

- ведення документації по виконанню інженерно-геодезичних робіт.

3. По завершенню зведення споруд та монтажу технологічного устаткування

- інженерно-геодезичні роботи при передачі закінчених об'єктів або окремих етапів будівельно-монтажних робіт;

- підготовка комплексу геодезичної документації для представлення робочій і державній комісії при введенні споруди та устаткування в експлуатацію;

- складання технічних звітів на виконані інженерно-геодезичні роботи;

-передача замовнику або інженерно-геодезичній службі та інших державних органів технічного звіту та пунктів планово-висотної мережі в районі будівельного майданчика.

При проектуванні інженерно-геодезичних робіт слід встановити терміни, склад, об'єм та послідовність виконання робіт при:

-створенні інженерно-геодезичної мережі будівельного майданчика;

-визначені об'єми, послідовність і терміни виконання розмічувальних робіт;

-визначена точність виконання геодезичних робіт;

-розроблені і узгоджені розділи виконання геодезичних робіт з технологічними особливостями геометричного забезпечення будівельно-монтажних робіт;

-для особливо складних та крупних об'єктів необхідно врахувати всі їх конструктивні особливості, необхідність в застосуванні сучасних геодезичних приладів, залучені висококваліфікованих фахівців, наявності нормативно-технічної документації, розроблена структура інженерно-геодезичної служби та ін.

Всі геодезичні роботи на будівельному майданчику повинні виконуватись суворо у відповідності до ПВГР.

У відповідності до встановлених правил до початку будівельно-монтажних робіт замовник повинен передати генпідряднику необхідну проекту документацію, розроблені проекти на виконання робіт та робочі креслення.

Геодезична служба приймає від замовника генплани, строй генплани, робочі і розмічувальні креслення об'єктів і конструктивних елементів та геодезичну документацію по геодезичній планово-висотній мережі, головних і основних осей, споруд, інженерних комунікацій, їх повздовжні і поперечні профілі, червоних ліній, дублікати топографічних планів



будівельного майданчика або всієї території зведення споруд на території житлового масиву, мікрорайону, каталоги координат і висот пунктів геодезичної мережі з кресленнями закріплених знаків, марок і реперів, їх прив'язку до місцевих предметів і контурів, короткий звіт про виконані геодезичні роботи в підготовчий період (терміни та точність виконання, схеми планових та висотних мереж) і та ін.

Інженерно-геодезична служба генпідрядника виконує контроль отриманої документації. При необхідності вносить необхідні поправки.

Приймає від замовника знаки і пункти закріплення інженерно-геодезичних мереж, головних та основних осей споруд, вулиць, проїзді, інженерних комунікацій, червоних ліній в натурі.

В процесі виконання будівельно-монтажних робіт геодезична служба забезпечує дотримання точності геометричних параметрів елементів конструкцій та споруди і устаткування в цілому на всіх етапах виконання монтажних робіт.

По завершенню будівництва та монтажу технологчного устаткування виконується передавання – прийом зведених споруд, об'ємно–планувальних і конструктивних елементів.

В процесі зведення споруд та монтажі устаткування виконують геодезичні знімання для отримання повної і достовірної інформації про фактичне геометричне положення елементів споруди і устаткування по завершенню будівельно-монтажних робіт.

Геодезичні знімання виконують від закріплених пунктів геодезичної мережі в плані, по висоті та вертикалі на окремих етапах стадіях виконання робіт, результати яких використовують на наступних етапах будівельно-монтажних робіт. За виконаними зніманнями отримують плани, профілі, перерізи об'єкта, його конструктивних елементів та вузлів.

В процесі будівельно-монтажних робіт геодезичні знімання виконують фахівці генпідрядної та субпідрядної організацій.

Контрольні (виконавчі) знімання виконує служба генпідрядника, а при передачі закінчених об'єктів – служба замовника, або спеціалізовані проектні організації. Для об'єктів міського і посолькового будівництва контрольні знімання виконують фахівці геодезичної служби органів по справам будівництва і архітектури міськвиконкомів Ради народних депутатів.

Будівельно-монтажні організації зобов'язані:

- в установленому порядку організувати геодезичну службу;
- мати пакети необхідної нормативно-технічної документації;
- отримати від замовника закріплену в натурі земельну ділянку;
- забезпечити геодезичну службу необхідними прикладами, устаткуванням, інвентарем, транспортними засобами та приміщеннями;

- забезпечити виконання інженерно-геодезичних робіт згідно будівельних норм, правил, стандартів;

- забезпечити надійне зберігання знаків геодезичних мереж, осей інженерних споруд;

- вести журнал геодезичного контролю;

- своєчасно передавати замовнику акти на виконанні роботи;

- забезпечити підготовку та підвищення кваліфікації ІТП та робочих геодезичної служби.

Працівники інженерно-геодезичної служби мають права та зобов'язані виконувати:

#### **1. Виконавець робіт на об'єкті:**

- виконувати розмічувальні та контрольні-монтажні роботи згідно існуючих норм, методів та правил з заданою точністю сучасними геодезичними приладами;

- інформувати відповідальних керівників будівельно-монтажної організації про виявлені відхилення від геометричних параметрів проекту на дотримання ДБН і правил;

- проводити оперативний контроль виконання геодезичних розмічувальних робіт та якість оформлення виконавчої документації.

## **2. Відповідальний виконавець інженерно-геодезичної служби БМУ:**

- забезпечує надійне зберігання геодезичної документації;
- організує і контролює роботу геодезичної служби, веде виконавчий журнал;
- слідкує за дотриманням вимог ПВГР;
- проводить роботи по згущенню геодезичних мереж;
- виконує оцінку якості будівельних робіт з точки зору дотримання геометричних параметрів;
- інформує про можливу аварію споруди або її частини;
- веде оперативний контроль за своєчасним веденням технічної документації;
- проводить інструктаж і навчання робочих.

**3. Головний геодезист будівельно-монтажного проекту** виконує раніше перераховані види робіт по інженерно-геодезичному забезпеченню будівельно-монтажних робіт в масштабах треста.

**4. Начальник геодезичної служби міністерства** виконує технічне, методичне та організаційне керівництво підвідомчими геодезичних служб, розробку проектів НТД, БН та П стандартів по геодезичним роботам, забезпечення геодезичних служб приладами, кадрами, підвищення кваліфікації, контроль за дотриманням охорони споруд і природних об'єктів, за організацією робіт по спостереженню деформацій споруд та земної поверхні, несе відповідальність за дотримання покладених на нього об'єктів.

### ***§ 11.3. Техніка безпеки та охорона праці при виконанні інженерно-геодезичних робіт***

Польові інженерно-геодезичні роботи виконують при вишукуваннях, будівництві та експлуатації інженерних споруд на місцевості у важкодоступних місцях, гірських та лісних місцевостях, вздовж залізничних колій та автомобільних шляхів,

на територіях міст та промислових об'єктів, при зведенні будинків та споруд та ін.

Для уникнення нещасних випадків і травм необхідно виконувати геодезичні вимірювання з суворим дотриманням правил безпеки прийнятих в Державній службі геодезії, картографії та кадастру, Державних будівельних норм (ДБН) по техніці безпеки в будівництві та відомчих інструкцій і норм галузевих підприємств в Україні.

Рішення по техніці безпеки повинні враховуватись в календарному плані виконання робіт, будівельному генеральному плані об'єктів, в технологічних картах та організаційно-технічних схемах на виконання робіт, в пояснювальній записці.

При виконанні інженерно-геодезичних вишукувань в важкодоступних і малозаселених районах, в гірській місцевості найбільшу увагу приділяють переїздам, переходам та переправам через водні перешкоди, заболоченим місцям і т.і.

Для виконання будівельно-монтажних робіт при зведенні нових, реконструкції, розширенні і переоснащенні діючих підприємств, будинків і споруд в проекті виконання будівельних та геодезичних робіт (ПВР та ПВГР) розробляють норми і правила по техніці безпеки.

Керівники організацій і підприємств зобов'язані забезпечити виконання правил і норм техніки безпеки при зведенні інженерних споруд. Відповідальність за виконання вимог техніки безпеки несе організація, в штаті якої знаходяться виконавці робіт.

На виконання робіт обов'язковим є оформлення акта-допуску. При наявності місць підвищеної безпеки додатково видається наряд-допуск на виконання таких робіт. До виконання верхолазних робіт допускаються робітники не молодше 18 років за спеціальним медичним оглядом, які мають стаж верхолазних робіт не менше одного року.

ІТР та робочі, фахівці і службовці будівельних організацій повинні бути забезпечені спецодягом та спецвзуттям, засобами

індивідуального захисту в залежності від виду робіт та ступеня ризику, мати захисні каски та ін.

При виникненні загрози безпеки керівництвом зупиняються роботи і приймаються необхідні міри. Всі інженерно-технічні працівники зобов'язані один раз на рік проходити перевірку знань по правилам техніки безпеки і виробничої санітарії.

До початку робіт та через кожні три місяці керівником підрозділу виконується інструктаж по безпеці праці у відповідності до діючих Державних стандартів (ДСТ).

На кожному будівельному майданчику повинні бути аптечки з медикаментами для надання першої медичної допомоги постраждалим.

Організація будівельного майданчика, робочих ділянок і робочих місць повинна забезпечувати безпеку виконання інженерно-геодезичних робіт. Потенційно безпечні зони повинні бути позначені знаками безпечності та пояснювальними написами, мати захисні огорожі.

Виконання геодезичних робіт в неосвітлених (затемнених) місцях будівельного майданчика або ділянок робіт забороняється.

Проходи з нахилом більше  $20^{\circ}$  повинні бути оснащені трапами або драбинами з огорожею. Роботи в колодязях, шурфах та закритих ємностях виконують з застосуванням протигазів. При застосуванні лазерних приладів необхідно виконувати вимоги ГОСТ 12.1.040-83, позначати місця лазерних приладів, використовувати захисні екрани, що виключають розповсюдження лазерного променя за межі виконання робіт, не допускати застосування дзеркал та інших предметів, що відбивають світло.

При виконанні робіт на воді повинна бути облаштована рятувальна станція чи пост і оснащена рятувальними засобами.

На земляних роботах дотримуються вимог щодо крутизни відкосів, закріплення стінок, виключають можливі підкопи. Забороняється виконувати геодезичні вимірювання поблизу стінок глибоких котлованів, стінок, що нависають, та на краях

незакріплених крутих відкосів та ін. Особливо уважно слід виконувати земляні і бурові роботи поблизу електрокабелів під напругою. При виконанні лінійних вимірювань рулетками забороняється доторкатись оголених кабелів та арматури під напругою.

Для виконання геодезичних робіт на дорогах користуються спеціальним демаскованим одягом і виділяють двох сигнальників на відстані 50-100 і більше метрів з обох сторін від місця роботи на автодорогах і не менше 1 км – на залізничних коліях.

При розмічуванні та виконавчому зніманні опалубки і закладних деталей фундаменту не дозволяється ходити по арматурі, по розпорах та ін. Для виконання вимірів і переходів влаштовують дерев'яні настили і підмостки. Коли геодезичні роботи виконують на нижніх поверхах та під естакадами будівельні роботи на верхніх монтажних горизонтах призупиняють, щоб уникнути можливого падіння предметів та матеріалів. Забороняється виконувати геодезичні роботи поблизу відкритих глибоких колодязів та стволів шахт, під переміщенням вантажу та поблизу механізмів, що обертаються, без огорож.

Геодезичні роботи на підкранових коліях виконують тільки в періоди зупинки кранів та виключені напруги в електрокабелях. В населених пунктах дотримуються правил дорожнього руху. На проїзних частинах застосовують спеціальний оранжевий одяг і встановлюють спеціальні щити. Верх тимчасових геодезичних знаків (кілки, штирі, костилі та ін.) закріплюють на рівні поверхні землі довжиною не більше 15 см.

Виконання геодезичних робіт на телевежах, геодезичних сигналах, на дахах високих будівель допускається тільки при застосуванні спеціальних монтажних поясів.

У кожному випадку керівники геодезичних робіт на об'єктах будівництва повинні досконало знати правила і норми безпечного виконання робіт, проводити інструктаж підлеглих робітників і нести повну відповідальність за їх дотриманням.

## ЛІТЕРАТУРА

### Література до розділу 1

1. Brunner, F. K. On the methodology of Engineering Geodesy // F. K. Brunner / Journal of Applied Geodesy. Volume 1, Issue 2, Pages 57–62, DOI: 10.1515/JAG.2007.008
2. Eichhorn, A. Tasks and Newes Trends in Geodetic Deformation Analysis: A Tutorial // A. Eichhorn / 15th European Signal Processing Conference (EUSIPCO 2007), Poznan, Poland, September 3-7, 2007, Pages 1156–1160.
3. FIG Publication No 25 W. Welsch, O. Heunecke. Models and Terminology for the Analysis of Geodetic Monitoring Observations. Official Report of the Ad-Hoc Committee of FIG Working Group 6.1.
4. Hucker, R.A. How Did the Romans Achieve Straight Roads? / R.A.Hucker // FIG Working Week 2009, Surveyors Key Role in Accelerated Development, Eilat, Israel, 3-8 May 2009.
5. Heunecke, O. Terminology and Classification of Deformation Models in Engineering Surveys // O. Heunecke, W. Welsch / Journal of Geospatial Engineering. Volume 2, No 1, Pages 34–44.
6. Kuhlmann, H. Engineering Geodesy - Definition and Core Competencies // H. Kuhlmann, V. Schwieger, A. Wieser, W. Niemeier / Journal of Applied Geodesy. Volume 8, Issue 4, Pages 327–334, DOI: 10.1515/jag-2014-0020
7. Niemeier, W. Geodetic Techniques for the Navigation, Guidance and Control of Construction Processes // W. Niemeier / 3rd IAG / 12th FIG Symposium, Baden, May 22-24, 2008, 16 p.
8. Schweitzer, J. Modeling of quality for engineering geodesy processes in civil engineering // J. Schweitzer, V. Schwieger / Journal of Applied Geodesy. Volume 5, Issue 1, Pages 13–22, DOI: 10.1515/jag.2011.002
9. Войтенко С. П. Інженерна геодезія / С. П. Войтенко // К. : Знання, 2012. – 574 с.

10. Багратуни Г. В. и др. Инженерная геодезия. Учебник для вузов М. : Недра, 1984. -350с.

11. Войтенко, С. Перспективи розвитку інженерної геодезії в Україні // С. Войтенко, К. Третяк, Р. Шульц / Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва. 2011, Випуск II (22), с. 24-27.

12. Справочник по инженерной геодезии. / Видуев Н. Г., Войтенко С. П., Полищук Ю. В. и др. / Под ред. Н. Г. Видуева. – К : Вища школа, 1978. – 376 с.

13. Интулов И. П. Инженерная геодезия в строительном производстве. Учебное пособие для вузов. Воронеж. гос. арх. - строит. ун-т. Воронеж, 2004. 329с.

14. Васютинский И. Ю. Геодезические приборы при строительномонтажных работах / И. Ю. Васютинский, Г. Е. Рязанцев, Х.К. Ямбаев. – М. : Недра, 1982. – 272 с.

15. Войтенко С. П., Шульц Р. В., Кузьмич О. Й., Кравченко Ю. В. Математичне оброблення геодезичних вимірів / С. П. Войтенко та ін. – Київ, Знання, 2015. – 654с.

16. Курс инженерной геодезии / Г. П. Левчука. – М. : Недра, 1930. – 411с.

17. Ямбаев Х. К. Инженерно-геодезические инструменты и системы [Текст]: учеб. для вузов / Х. К. Ямбаев, М. : Изд-во МИИГАиК, 2012. - 462 с.

### **Література до розділу 2**

18. Основні положення створення Державної геодезичної мережі України. Постанова Кабінету Міністрів України від 8 червня 1998 р. №844.

19. Антонович, К. М. Использование спутниковых радионавигационных систем в геодезии. Том 1. / К. М. Антонович - Научное издание - М. : Картоцентр, Новосибирск: Наука – 2005. – 334 с.



20. Антонович, К. М. Использование спутниковых радионавигационных систем в геодезии. Том 2. / К. М. Антонович - Научное издание - М. : Картоцентр, Новосибирск : Наука – 2006. – 360 с.
21. Прикладная геодезия. Основные методы и принципы инженерно-геодезических работ. Левчук Г. П., Новак В. Е., Конусов В. Г. под ред. проф. Г. П. Левчука / М. : Недра, 1981. - 402 с.
22. Даниленко Т. С. Организация и производство геодезических работ при великом строительстве. М., Недра, 1975. - 320 с.
23. Генике А. А., Побединский Г. Г. Глобальная спутниковая система определения местоположения GPS и ее применение в геодезии. – М. : Картоцентр; Геодезиздат, 1999. – 272 с.
24. Практикум по курсу прикладной геодезии / Н.Н. Лебедев, В.Е. Новак, Г.П. Левчук и др. – М.: Недра, 1977. – 384 с.
25. Практикум по высшей геодезии (вычислительные работы) / Н. В. Яковлев, Н. А. Беспалов, В. П. Глумов и др. М., Недра, 1982. - 368 с.
26. Ключин Е. Б., Кселев М. И., Михелев Д. Ш., Фельдман В. Д. Инженерная геодезия : Учебник для студентов учреждений высших проф. образования, 10-е изд., перераб. и доп. – М. : Издательский центр «Академия», 2010. – 496 с.
27. Геодезические работы при строительстве мостов В. В. Грузинов, О. Н. Малковский, В. Д. Петров, Под ред. В. А. Коугия, – Москва „Недра”, 1986.- 346 с.
28. Применение геодезических засечек, их обобщенные схемы и способы машинного решения / П. И. Баран, В. И. Мицкевич, Ю. В. Полищук и др. – М., Недра, 1986. – 166 с.
29. Гофман-Велленгоф Б., Мориц Г. Физическая геодезия. : Перевод с английского Ю. М. Неймана, Л. С. Сугаиповой / Под редакцией Ю. М. Неймана. – М. : Изд-во МИИГАиК, 2007 – 426 с.

30. Черемисин М. С., Воробьев А. В. Геодезическо-маркшейдерская разбивочная основа при строительстве подземных сооружений. – М., Недра, 1982. – 262 с.

31. Лукьянов В. Ф. Расчеты точности инженерно-геодезических работ. – М., Недра, 1981. – 285 с.

32. Constantin-Octavian A. 3D affine coordinate transformations. Master's of Science Thesis in Geodesy, School of Architecture and the Built Environment Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden March 2006, 63 pp.

33. Ключин Е. Б., Михелев Д. Ш. и др. Практикум по прикладной геодезии. М., «Недра», 1993. – 368 с.

### **Література до розділу 3**

34. Черников В. Ф., Гладкий В. И. Инженерно-геодезические изыскания для реконструкции промышленных сооружений. – М. : Недра, 1988. – 160 с.

35. Справочник по инженерно-геодезическим изысканиям для линейного строительства / И. Е. Субботин, А. С. Мазницкий - К. : Будивельнык – 1984. – 152 с.

36. Инженерно-геодезические изыскания для строительства ЛЭП / В. В. Нефедов, О. М. Любимов, Ю. Н. Шумихин и др. - М. : Недра – 1990. – 94 с.

37. Райфельд В. Ф. Инженерно-геодезические работы при изысканиях линейных сооружений. – М. : Недра, 1983. – 143 с.

38. Климов О. Д., Калугин В. В., Писаренко В. К. Практикум по прикладной геодезии. Изыскания, проектирование и возведение инженерных сооружений. М., Недра, 1991, 271 с.

39. Большаков В. Д., Ключин Е. Б., Васютинский И. Ю. Геодезия. Изыскания и проектирование инженерных сооружений. – М. : Недра, 1991. – 238 с.

40. Видуев Н. Г., Полищук Ю. В. Инженерные изыскания. – К. : Вища школа, 1979. – 271 с.

41. Хохлов И. В. Геодезические приборы для съемки инженерных сооружений. – М. : Недра, 1981. – 152 с.

42. ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009 Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів, Київ 2010.

43. ДБН В.1.3.-2:2010 Система забезпечення точності геометричних параметрів в будівництві «Геодезичні роботи в будівництві», міністерство регіонального розвитку та будівництва України, Київ, 2010.

44. Гладких І. І. Теорія і методи визначення та моделювання динаміки рельєфу морського дна: Автореф. дис. ... доктора. техн. наук: 05.24.01 / І. І. Гладких, Київ, 1999. – 32 с.

45. Бублик О. Е. Авиационные батиметрические сканирующие системы. Возможности и сферы применения. // О. Е. Бублик, В. Г. Грязнов, И. М. Залялов, С. А. Кадничанский, У. Д. Самратов, В. В. Хвостов, О. Ф. Чуркин, А. М. Шарков / Гепрофи, №3, 2011. – С. 58-63.

46. Чихунов Д. А. Георадар RIS-MF для исследования грунтов и съемки подземных коммуникаций. // Д. А. Чихунов / Гепрофи, №2, 2007. – С. 14-15.

47. Кулижников А. М. Неразрушающие георадарные методы в инженерных изысканиях. // А. М. Кулижников/ Гепрофи, №5, 2004. – С. 44-47.

#### **Література до розділу 4**

48. Справочник по общестроительным работам. Геодезические работы в строительстве. / В. Н. Ганьшин, Б. И. Коськов, Л. С. Хренов и др. / под. ред. Ганьшина В. Н. – М. : Стройиздат, 1975. – 400 с.

49. Справочная книжка рабочего-строителя. Геодезические работы на строительной площадке. / Т. Т. Чмчян / – К. : Будивельник, 1979. – 152 с.

50. Войтенко С. П. Інженерна геодезія / С. П.Войтенко – К. : Знання, 2012. – 557 с.

51. Губайдулин Р. Г. Расчет точности строительных конструкций. Обзор / Р. Г. Губайдулин, И. В. Сидоров. – М. : ВНИИТПИ, 1993. – 78 с.

52. Г. П. Левчук. Курс инженерной геодезии. – М. : Недра, 1970. – 411с.

### **Література до розділу 5**

53. Лютц А. Ф. Разбивка крупных сооружений. – М. : Недра, 1969. – 242 с.

54. Геодезические разбивочные работы. / Видуев Н. Г., Войтенко С. П., Кондра Г. С., Подрезан В. В., Баран П. И. / Под ред. Н. Г. Видуева. – М. : Недра, 1973. – 216 с.

55. Полищук Ю. В. Высотные разбивочные работы в строительстве. – К. : Будивельник, 1980. – 104 с.

56. Чмчян, Т. Т. Расчет точности геодезических работ в строительстве: справочник [Текст] / Т. Т. Чмчян. – М., Недра, 1988. – 151 с.

57. Войтенко С. П. Принципы расчета точности геодезических работ при монтаже элементов строительных конструкций и технологического оборудования / Сб. «Геодезическое обеспечение строительства, монтажа и эксплуатации инженерных сооружений» - М.: ЦНИИГАиК, 1988. - С. 61-65.

58. Жуков Б. Н. Геодезический контроль инженерных объектов промышленных предприятий и гражданских комплексов / Б. Н. Жуков, А. П. Карпик. – Новосибирск: СГГА, 2006. – 148 с.

59. Жуков Б. Н. Руководство по геодезическому контролю сооружений и оборудования промышленных предприятий при их эксплуатации. – Новосибирск: СГГА, 2004. –376 с.

60. Ямбаев Х. К. Высокоточные створные измерения. – М. :

Недра, 1978. – 224 с.

61. Баран П. І. Інженерна геодезія. – К. : ПАТ «Віпол», 2012. – 617 с.

### **Література до розділу 6**

62. Мюллер Г. Основы трассирования и разбивка автомобильных и железных дорог. М. : Транспорт, 1990. - 239 с.

63. Пряха Б. Г. Вирівнювання вільної станції. – К. : Інженерна геодезія, вип.38, 1997. – С.94-98

### **Література до розділу 7**

64. Сундаков В. Я. Геодезические работы при возведении крупных промышленных сооружений и высотных зданий. – М. : Недра, 1980. – 320 с.

65. Лебедев Н. Н. Курс инженерной геодезии. Геодезические работы при проектировании и строительстве городов и тоннелей. – М. : Недра, 1974. – 360 с.

66. Васютинский И. Ю. Гидронивелирование. – М. : Недра, 1983. – 180 с.

67. Левчук Г. П. Прикладная геодезия. / Г. П. Левчук, В. Е. Новак, В. Г. Конусов. – М. : Недра, 1981.

68. Андреева Ф. В. Геодезическое обеспечение жилищно-гражданского и промышленного строительства / Ф. В. Андреева, Б. Г. Борисенков, В. Г. Бузятков, В. С. Сытник. – М. : Недра, 1988. – 270 с.

### **Література до розділу 8**

69. Гончаренко Д. Ф. Возведение многоэтажных каркасно-монолитных зданий: монография / Д. Ф. Гончаренко, Ю. В. Карпенко, Е. И. Меерсдорф / под ред. Д. Ф. Гончаренко. – К. : А+С, 2013. – 128 с.

70. Интулов И. П. Инженерная геодезия в строительстве. –

Воронеж, 2004. – 328с.

71. Середович В. А. Наземное лазерное сканирование: монография [Текст] / В. А. Середович, А. В. Комиссаров, Д. В. Комиссаров, Т. А. Широкова. – Новосибирск: СГГА, 2009. – 261 с.

72. Шульц, Р. В. Теорія і практика використання наземного лазерного сканування в задачах інженерної геодезії: Автореф. дис. ... доктора техн. наук: 05.24.01 / Р. В. Шульц, Київ, 2012. - 34 с.

73. Ключин Е. Б. Инженерная геодезия / Е. Б. Ключин и др.: под. ред. проф. Д. М. Михеева – М. : Академия, 2008. – 479с.

74. Шульц Р. В. Геодезичний контроль ліфтового устаткування в умовах висотного будівництва / Р. В Шульц, Р. А. Дем'яненко, Ю. В. Медведський // Містобудування та територіальне планування. – К. : КНУБА, 2010. – вип.. 37. С. 589-598.

75. Сытник В. С. Геодезический контроль точности возведения монолитных зданий и сооружений / В. С. Сытник, А. Б. Ключин. – М. : Стройиздат, 1981.– 119 с.

76. Сытник В. С. Контроль и обеспечение точности при возведении зданий и инженерных сооружений / В. С. Сытник. - М. : Стройиздат, 1977. – 176 с.

77. Прикладная геодезия. Основные методы и принципы инженерно-геодезических работ / Под ред. Г. П. Левчука. – М. : Недра, 1981.

78. Войтенко С. П. Інженерна геодезія / С. П.Войтенко. – К. : Знання, 2012. – 574с.

79. Неумывакин Ю. К. Геодезический контроль качества строительного-монтажных работ / Ю. К. Неумывакин, А. Н. Сухов, Н. А. Шмелин. – М. : Стройиздат, 1988. – 224с.

80. Шульц Р. В. Технологія визначення геометричних параметрів ліфтових шахт з використанням електронних

тахеометрів / Р. В. Шульц, Р. А. Дем'яненко// Інженерна геодезія. – 2009. – № 55. – С. 35-49.

81. Сердюков В. М. Фотограмметрия в промышленном и гражданском строительстве. – М. : Недра, 1977, 245 с.

82. Справочник по геодезии в строительном-монтажном производстве /под ред. Ю. В. Полищука. – М. : Недра, 1990.

83. Close-Range Photogrammetry and 3d Imaging (Second Edition). T. Luhmann, S. Robson, S. Kyle and J. Boehm. De Gruyter, Berlin, Germany, 2014.

### **Література до розділу 9**

84. Брайт П. И., Измерение осадок и деформаций сооружений геодезическими методами. / Брайт П. И., Медвецкий Е. Н. – М. : Геодезиздат, 1959,- 199с.

85. Видуев Н. Г., Расчет необходимой точности наблюдений за осадками инженерных сооружений. / Видуев Н. Г., Староверов В. С. Сб. «Инженерная геодезия», Киев: «Будівельник», вып.12, 1972, С. 3 - 12.

86. Ганьшин В. И. Измерение вертикальных смещений сооружений и анализ устойчивости реперов / В. И. Ганьшин, А. Ф. Стороженко и др. – М. : Недра, 1981. – 215с.

87. Зайцев А. К. Геодезические методы исследования деформаций сооружений. / Зайцев А. К., Марфенко С. В., Михелев Д. Ш., Васютинский И. Ю., Ключин Е. Б., Иванов М. В., Ямбаев Х. К. – М. : Недра, 1991. - 272 с.

88. Карслон А. А., Инженерно-геодезические работы для проектирования и строительства энергетических объектов. / Карслон А. А., Пик Л. И., Пономарев О. А., Сердюков В. М. – М. : Недра, 1986. - 349 с.

89. Левчук Г. П. Прикладная геодезия: основные методы и принципы инженерно-геодезических работ. / Левчук Г. П., Новак В. Е., Конусов В. Г. – М. : Недра, 1981. - 438 с.

90. Сердюков В. М., Испытание сооружений. /

Сердюков В. М., Григоренко А. Г., Кривелев Л. И. – Киев : «Будівельник», 1976. - 200 с.

91. Чернокин В. Я. Инженерно-геодезический мониторинг деформационных процессов на экологонебезопасных территориях та инженерных сооружениях. Диссертация на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. - Київ: КНУБА, 2001. - 206 с.

92. Шевурдин Л. Г., Расчет кривой затухания осадки инженерного сооружения. Сб. «Инженерная геодезия». / Шевурдин Л. Г., Видуев Н. Г., Староверов В. С. – Киев : «Будівельник», вып.18, 1975.

93. Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс). 2-е изд., доп. Учебн. для вузов. – М. : «Высш. Школа», 1973. - 280с.

94. Брайт П. И. Геодезические методы измерений смещений на оползнях – М. : «Недра», 1965. - 118 с.

95. Инженерная геодинамика: учеб. пособие / А. Г. Григоренко, В. В. Кюнтцель, В. Е. Новак, З. П. Тамутис // под ред. А. Г. Григоренко. – К. : Лыбидь, 1992. – 296 с.

96. Пискунов М. Е. Методика геодезических наблюдений за деформациями сооружений. – М. : Недра, 1980. - 248с.

97. Шульц, Р. В. Розрахунок точності визначення горизонтальних переміщень споруд методом наземного лазерного сканування [Текст] / Р. В. Шульц // Инж. геод. – 2008. – Вип. 54. С. 244 - 254.

98. Гуляев Ю. П. Прогнозирование деформаций сооружений на основе результатов геодезических наблюдений. [Текст] : монография / Ю. П. Гуляев. – Новосибирск: СГГА, 2008. – 256 с.

99. Kälber S., Jäger R. GPS-based online control and alarm system (GOCA). // 10th FIG International Symposium on Deformation Measurements, Session V: Earth Crustal Deformation, Earthquakes, And Regional Movements II, 19 – 22 March 2001, Orange, California, USA, pp. 164-174.

100. Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений ГОСТ 24846-81 М., Госстройиздат, 1982.



101. Григоренко А. Г. Измерение смещений оползней / А. Г. Григоренко - М. : Недра, 1988. - 144с.

102. Симонян В. В. Обоснование точности и разработка методов математико-статистического анализа геодезических наблюдений за смещениями оползней: Автореф. дис. ... кандидата техн. наук: 25.00.32 / В. В. Симонян, Новосибирск, 2008. - 24 с.

103. Тер-Степанян Г. И. Геодезические методы изучения динамики оползней / Г. И. Тер-Степанян - М. : Недра, 1972 - 136с.

104. Banyai L. Rigorous 3D Integrated Adjustment of GPS Baselines, Geodetic Total Station and Levelling Measurements // Bridging the Gap Between Cultures FIG Working Week 2011, TS01E – Deformation Monitoring, Marrakech, Morocco, 18-22 May 2011 pp. 1-14.

105. Cranenbroeck J., Brown N. Networking Motorized Total Stations and GPS Receivers for Deformation Measurements. // FIG Working Week 2004, TS16 Deformation Measurements and Analysis I, Athens, Greece, May 22-27, 2004, pp. 1-15.

106. Михелев Д. Ш., Рунов И. В., Голубцов А. И. Геодезические измерения при изучении деформаций крупных инженерных сооружений. - М. : Недра, 1977. – 152 с.

107. Геодезические методы измерения вертикальных смещений сооружений и анализ устойчивости реперов / В. Н. Ганьшин, А. Ф. Стороженко, А. Г. Ильин и др. – М. : Недра, 1991. – 190 с.

108. Шеховцов Г. А., Шеховцова Р. П. Современные геодезические методы определения деформаций инженерных сооружений. Монография. Н. Новгород : ННГАСУ, 2009. - 156 с.

109. Левчук Г. П. Курс инженерной геодезии. – М. : Недра, 1979. – 411 с.

110. Видуев Н. Г., Мамин А. П. Уравнение осадки инженерного сооружения, К. : КИСИ, 1969. – 58 с.

## **Література до розділу 10**

111. Закон України від 05.06.2014 № 1314-VII «Про метрологію та метрологічну діяльність».

112. Закон України від 15.01.2015 № 124-VIII ЗУ «Про технічні регламенти та оцінку відповідності».

113. Постанова КМУ від 04.06.2015 № 374 «Про затвердження переліку категорій законодавчо регульованих засобів вимірювальної техніки, що підлягають періодичній повірці».

114. Постанова КМУ від 08.07.2015 № 474 Про затвердження Порядку подання засобів вимірювальної техніки на періодичну повірку, обслуговування та ремонт.

115. Постанова КМУ від 16.12.2015 № 1195 Про затвердження Порядку встановлення міжповірочних інтервалів законодавчо регульованих засобів вимірювальної техніки, що перебувають в експлуатації.

116. Постанова КМУ від 13.01.2016 р. № 94 «Про затвердження Технічного регламенту законодавчо регульованих засобів вимірювальної техніки».

117. Постанова КМУ від 24.02.2016 р. № 163 «Про затвердження Технічного регламенту засобів вимірювальної техніки».

118. ДСТУ 8955:2019 Метрологія. Теодоліти й тахеометри. Метрологічні та технічні вимоги. – Київ. ДП «УкрНДНЦ». – 2020 р.

119. ДСТУ 8926:2019 Метрологія. Нівеліри та прилади вертикального проектування оптико-механічні, цифрові, лазерні й рейки нівелірні. Метрологічні та технічні вимоги. – Київ. ДП «УкрНДНЦ». – 2020 р.

120. ДБН В.1.3-2:2010. Зміна 1 Система забезпечення точності геометричних параметрів в будівництві. Геодезичні роботи в будівництві. – Київ. Мінрегіонбуд. – 2018 р.

121.Инструкция по нивелированию I, II, III, IV классов. – М. Недра, 1990 г.

122.Порядок побудови Державної геодезичної мережі. Затверджено Постановою КМУ від 07.08.2013 № 646.

123.Порядок використання Державної геодезичної референсної системи координат УКС-2000 при здійсненні робіт із землеустрою. Затверджено наказом Міністерства аграрної політики та продовольства України № 509 від 02.12.2016 р.

124.Инструкция з топографічного знімання у масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 та 1:500 (ГКНТА-2.04-02-98) Затверджено Наказом Головного управління геодезії, картографії та кадастру при Кабінеті Міністрів України від 9 квітня 1998 р. N 56 Зареєстровано в Міністерстві юстиції України 23 червня 1998 р. за N 393/2833

### **Література до розділу 11**

125.Прокофьев Ф. Охрана труда в геодезии. – М. : Недра, 1981. – 232 с.

126.Правила по технике безопасности на топографо-геодезических работах. Справочное пособ. Главное управление геодезии и картографии при Совете Министров СССР: — М. : Недра, 1991. - 303 с.

127.Васютинский И. Ю., Прусаков А. Н., Соломатов В. И. Экономика топографо-геодезического производства. Учебник. М. : Картгеоцентр-Геодезиздат, 2001. - 160 с.

128.Ганьшин В. Н., Коськов Б. И. Справочник строителя. Геодезические работы в строительстве. – М. : Стройиздат, 1984. – 445с.

НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

# ІНЖЕНЕРНА ГЕОДЕЗІЯ

ПІДРУЧНИК

За редакцією доктора технічних наук,  
професора С. П. Войтенка

*для студентів спеціальності 193  
«Геодезія та землеустрій»  
закладів вищої освіти України*

Комп'ютерне складання та верстання

К. П. Гузь

Підписано до друку 25.01.2022. Формат 60×84/16.  
Ум. друк. арк.40,57. Тираж 300 пр. Замовлення № 02/22.

---

Редакційно-видавничий відділ Національного університету «Чернігівська політехніка»  
14035, Україна, м. Чернігів, вул. Шевченка, 95.

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до Державного реєстру видавців,  
виготовлювачів і розповсюджувачів видавничої продукції  
серія ДК № 7128 від 18.08.2020 р.