

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ДВНЗ «УЖГОРОДСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ»  
ГЕОГРАФІЧНИЙ ФАКУЛЬТЕТ  
ПРИРОДНИЧО-ГУМАНІТАРНИЙ ФАХОВИЙ КОЛЕДЖ

**Калинич І.В., Карабінюк М.М., Ничвид М.Р., Пічкач Л.І.**

# ГЕОДЕЗІЯ

## КУРС ЛЕКЦІЙ

Складено у відповідності з робочою навчальною програмою для фахових коледжів спеціальності 193 Геодезія та землеустрій

Ужгород  
Видавництво УжНУ «Говерла»  
2022

УДК 528(076)

Г35

**Геодезія:** курс лекцій. Для студентів природничо-гуманітарного фахового коледжу спеціальності 193 Геодезія та землеустрій / укладачі: І.В. Калинич, М.М. Карабінюк, М.Р. Ничвид, Л.І. Пічкарь. Ужгород: Вид-во УжНУ «Говерла», 2022. 296 с.

**ISBN 978-617-7825-70-7**

Курс лекцій розроблено у відповідності до програми курсу з врахуванням сучасного стану в галузі геодезії та землеустрою. Навчальний матеріал оформлений у вигляді 32-х текстів лекцій та у послідовності, що записана у календарному плані дисципліни. Зміст лекцій відповідає робочій навчальній програмі. Обсяг лекцій складає 64 навчальних години. Курс лекцій орієнтований на студентів 2-го та 3-го року навчання. У лекціях викладені поняття геодезії як науки, та як способу геодезичного дослідження геометрії Землі і топографічного опису її територій у відповідних системах координат.

#### **Рецензенти:**

**Паляниця Б.Б.**, кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри вищої геодезії та астрономії Національного університету «Львівська політехніка»;

**Четверіков Б.В.**, кандидат технічних наук, доцент кафедри фотограмметрії та геоінформатики Національного університету «Львівська політехніка»

*Рекомендовано до друку:*

*Вченою радою ДВНЗ «Ужгородський національний університет»  
(протокол № 3 від 31 березня 2022 р.)*

*та*

*Редакційно-видавничою радою  
ДВНЗ «Ужгородський національний університет»  
(протокол № 1 від 22 лютого 2022 р.)*

*Рекомендовано методичною комісією  
Природничо-гуманітарного фахового коледжу  
ДВНЗ «Ужгородський національний університет»  
(протокол № 2 від 15 грудня 2021 р.)*

*Схвалено Вченою радою географічного факультету  
ДВНЗ «Ужгородський національний університет»  
(протокол № 5 від 27 січня 2022 р.)*

ISBN 978-617-7825-70-7

© Калинич І.В., Карабінюк М.М., Ничвид М.Р., Пічкарь Л.І., 2022

© ДВНЗ «УжНУ», 2022

## ЗМІСТ

Передмова .....	9
<b>ЛЕКЦІЯ 1. Тема 1. Загальні відомості з геодезії</b> .....	10
1.1. Предмет геодезії .....	10
1.2. Наукове та практичне значення геодезії .....	11
1.3. Зв'язок геодезії з іншими науками .....	11
1.4. Історичний нарис з розвитку геодезії.....	12
1.5. Поняття про фігуру та розміри Землі.....	14
1.6. Визначення місцезнаходження точок на кулі і на площині .....	17
1.7. Зображення земної поверхні на площині.....	19
1.8. Загальні відомості про зональну систему плоских прямокутних координат Гаусса-Крюгера.....	19
1.9. Висоти точок земної поверхні: абсолютні і відносні .....	20
<b>ЛЕКЦІЯ 2. Тема 2. Масштаби</b> .....	23
2.1. Поняття про план, карту, профіль .....	23
2.2. Поняття про масштаб зображення. Види масштабів: чисельний та лінійний .....	24
2.3. Точність та гранична точність масштабу. Масштаби топографічних карт і планів .....	27
<b>ЛЕКЦІЯ 3-4. Тема 3. Орієнтування ліній на місцевості</b> .....	28
3.1. Поняття про орієнтування ліній на місцевості. Азимут лінії .....	28
3.2. Зближення меридіанів.....	29
3.3. Дирекційний кут .....	29
3.4. Зв'язок між азимутом і дирекційним кутом напряду .....	30
3.5. Прямий та обернений дирекційні кути і зв'язок між ними .....	30
3.6. Поняття про румби .....	31
3.7. Зв'язок дирекційних кутів та азимутів з румбами .....	32
3.8. Поняття про земний магнетизм. Властивість магнітної стрілки. Магнітний азимут.....	32
3.9. Зв'язок між азимутом, магнітним азимутом і дирекційним кутом...	33
3.10. Бусоль .....	34
<b>ЛЕКЦІЯ 5-7. Тема 4. Топографічні карти та плани</b> .....	36
4.1. Карти, плани та аерознімок .....	36
4.2. Загальногеографічні, топографічні і тематичні карти.....	37
4.3. Міжнародне розграфлення і номенклатура аркушів карти масштабу 1:1 000 000 .....	37
4.4. Номенклатура і розміри аркушів топографічних карт .....	38
4.5. Квадратне розграфлення планів .....	42
4.6. Сітка географічних координат .....	43
4.7. Сітка прямокутних координат .....	44
4.8. Сітка прямокутних координат на межі зон .....	45
4.9. Загальні вимоги до зображення місцевості на топокартах .....	46
4.10. Умовні знаки топографічних карт та їх класифікація .....	46
4.11. Умовні знаки населених пунктів і промислових об'єктів .....	47

4.12. Умовні знаки доріг, ліній зв'язку і ліній електропередач.....	48
4.13. Гідрографія і гідротехнічні споруди .....	48
4.14. Умовні знаки кордонів, огорож і орієнтирів .....	49
4.15. Умовні знаки сільськогосподарських угідь і ґрунтово-рослинного покриття.....	49
4.16. Рельєф місцевості і його форми.....	50
4.17. Зображення рельєфу горизонталями .....	51
4.18. Висота перерізу рельєфу.....	52
4.19. Визначення стрімкості і форми схилів за горизонталями.....	53
4.20. Графік закладень .....	54
4.21. Написи на топографічних картах.....	54
4.22. Розв'язування задач на топографічних картах .....	54
4.23. Зарамкове оформлення карти.....	60
4.24. Орієнтування на місцевості за допомогою карт .....	60
<b>ЛЕКЦІЯ 8-9. Тема 5. Вимірювання ліній на місцевості .....</b>	<b>62</b>
5.1. Позначення і закріплення точок і ліній на місцевості.....	62
5.2. Провішування ліній.....	63
5.3. Прилади для вимірювання ліній. Стальні стрічки і рулетки. Світловідалеміри .....	65
5.4. Компарування мірних приладів. Компаратори. Введення поправки за компарування в результати вимірювань.....	68
5.5. Вплив температури на довжину мірних приладів .....	69
5.6. Порядок вимірювання ліній сталевую стрічкою.....	69
5.7. Оцінка точності лінійних вимірювань. Абсолютна і відносна помилки .....	70
5.8. Обчислення поправок за нахил лінії і визначення горизонтальних проєкцій .....	71
5.9. Помилки, які супроводжують вимірювання ліній .....	71
5.10. Порядок опрацювання лінійних вимірювань .....	72
<b>ЛЕКЦІЯ 10-11. Тема 6. Будова та перевірки теодолітів.....</b>	<b>73</b>
6.1. Принцип вимірювання горизонтального кута.....	73
6.2. Призначення зорових труб .....	74
6.3. Будова зорової труби.....	75
6.4. Рівні та їх призначення .....	76
6.5. Відлікові пристрої: штриховий і шкаловий мікроскопи .....	77
6.6. Теодоліт, його будова і застосування.....	77
6.7. Вертикальний круг геодоніта.....	80
6.8. Основні осі теодоліта.....	82
6.9. Перевірки і юстування теодоліта.....	82
6.10. Способи вимірювання горизонтального кута .....	89
6.11. Вимірювання кутів нахилу .....	93
6.12. Джерела похибок кутових вимірювань.....	94
<b>ЛЕКЦІЯ 12-13. Тема 7. Нівелювання.....</b>	<b>98</b>
7.1. Методи визначення висот .....	98
7.2. Геометричне нівелювання .....	98

7.3. Способи геометричного нівелювання .....	99
7.4. Прилади та інструменти для геометричного нівелювання .....	101
7.5. Нівелірні рейки. Башмаки і костилі .....	105
7.6. Перевірки і юстування нівеліра Н-3; Н-3К .....	106
7.7. Дослідження та перевірки нівелірних рейок .....	110
7.8. Класифікація державної нівелірної мережі .....	112
7.9. Нівелірні знаки .....	113
7.10. Нівелювання IV класу .....	114
7.11. Послідовність роботи на станції при нівелюванні IV класу .....	114
7.12. Камеральне опрацювання матеріалів нівелювання IV класу .....	117
7.13. Нівелювання III класу .....	118
7.14. Послідовність роботи на станції при нівелюванні III класу .....	119
7.15. Камеральне опрацювання матеріалів нівелювання III .....	121
7.16. Технічне нівелювання .....	121
7.17. Перерва в роботі при нівелюванні III і IV класів .....	122
7.18. Передача висот через перешкоди .....	122
7.19. Прив'язка нівелірних ходів до постійних знаків .....	123
7.20. Тригонометричне нівелювання .....	125
<b>ЛЕКЦІЯ 14-16. Тема 8. Знімальні геодезичні мережі</b> .....	127
8.1. Загальні відомості про знімальні геодезичні мережі .....	127
8.2. Теодолітні ходи .....	128
8.3. Послідовність робіт при прокладанні теодолітних ходів .....	129
8.4. Прокладання теодолітних ходів .....	129
8.5. Визначення неприступних віддалей .....	129
8.6. Пряма та обернена геодезичні задачі на площині .....	130
8.7. Обчислення замкнутих теодолітних ходів .....	132
8.8. Обчислення розімкнутих теодолітних ходів .....	137
8.9. Нанесення точок теодолітного ходу на план .....	139
8.10. Визначення площ .....	142
8.11. Теодолітне знімання ділянки .....	147
<b>ЛЕКЦІЯ 17-18. Тема 9. Тахеометричне знімання</b> .....	153
9.1. Сутність та призначення тахеометричної знімання .....	153
9.2. Віддалеміри. Нитковий оптичний віддалемір .....	153
9.3. Визначення коефіцієнта віддалеміра .....	155
9.4. Оптичні віддалеміри подвійного зображення .....	156
9.5. Прокладання тахеометричних ходів .....	159
9.6. Тахеометричне знімання .....	161
9.7. Опрацювання результатів тахеометричної знімання. Складання плану .....	165
<b>ЛЕКЦІЯ 19-21. Тема 10. Польова підготовка аерознімків</b> .....	167
10.1. Загальні відомості про аерофототопографічний метод створення топографічних карт .....	167
10.2. Призначення польової підготовки аерознімків .....	168
10.3. Вимоги до густоти розташування опознаків .....	169
10.4. Складання проєкту польової підготовки аерознімків .....	170

10.5. Розпізнавання контурних точок місцевості, оформлення їх на аерознімках та закріплення на місцевості .....	171
10.6. Визначення координат опознаків кутовими засічками .....	173
10.7. Визначення координат опознаків полярним і паралактичним способами .....	176
10.8. Визначення координат опознаків способами знесення координат та лінійною засічкою.....	178
10.9. Визначення координат опознаків способами триангуляційних побудов .....	180
10.10. Визначення координат опознаків прокладанням теодолітних ходів .....	183
10.11. Вимірювання кутів під час планово-висотної прив'язки опознаків. Точність визначення координат .....	184
10.12. Висотна підготовка аерознімків .....	184
10.13. Методи визначення висот опознаків .....	185
10.14. Тригонометричне нівелювання по сторонах кутових засічок і триангуляційних побудов .....	186
10.15. Визначення схилення магнітної стрілки при польовій підготовці аерознімків .....	187
<b>ЛЕКЦІЯ 22. Тема 11. Комбіноване знімання.....</b>	<b>189</b>
11.1. Суть комбінованого знімання .....	189
11.2. Висотна знімальна основа при комбінованому зніманні .....	189
11.3. Методи визначення положення точок основного і знімального висотних ходів на фотоплані.....	190
11.4. Знімання рельєфу на фотопланах .....	190
11.5. Дешифрування фотопланів (аерознімків).....	191
11.6. Поняття про цифрові моделі місцевості .....	197
<b>ЛЕКЦІЯ 23. Тема 12. Оновлення топографічних карт.....</b>	<b>200</b>
12.1. Мета оновлення топографічних карт і вимоги до оновлених Карт .....	200
12.2. Способи оновлення топографічних карт .....	201
12.3. Аерофотознімання.....	202
12.4. Планова та висотна основа для оновлення топографічних карт .....	203
12.5. Підготовчі роботи .....	203
12.6. Камеральне дешифрування аерознімків та складання проекту польового обстеження.....	206
12.7. Польове обстеження камерально виправлених оригіналів карт .....	207
12.8. Технологічні варіанти періодичного оновлення карт .....	208
12.9. Обстеження пунктів державної геодезичної мережі .....	209
12.10. Оформлення та здача матеріалів .....	210
<b>ЛЕКЦІЯ 24-25. Тема 13. Основи теорії помилок вимірювань .....</b>	<b>211</b>
13.1. Теорія помилок вимірювань .....	211
13.2. Методи вимірювання .....	211
13.3. Класифікація помилок і причини їх виникнення .....	212
13.4. Випадкові помилки вимірювань та їх властивості .....	213
13.5. Оцінка точності результатів безпосередніх вимірювань .....	214

13.6. Середні квадратичні помилки функцій безпосередньо вимірних .....	215
13.7. Арифметична середина.....	220
13.8. Середня квадратична помилка арифметичної середини .....	220
13.9. Ймовірніші помилки .....	221
13.10. Середня квадратична помилка одного вимірювання і середня квадратична помилка арифметичної середини, виражені через ймовірніші помилки .....	222
13.11. Опрацювання результатів ряду рівноточних вимірювань .....	223
13.12. Оцінка точності результатів за різницями подвійних рівноточних .....	224
13.13. Нерівноточні вимірювання. Загальна арифметична середина .....	226
13.14. Поняття і визначення ваги. Властивість ваг вимірів.....	227
13.15. Середня квадратична помилка одиниці ваги і загальної арифметичної середини .....	228
13.16. Середня квадратична помилка одиниці ваги і загальної арифметичної середини, обчислені за ймовірнішими .....	230
13.17. Опрацювання результатів ряду нерівноточних вимірювань .....	231
13.18. Ваги функцій вимірних величин .....	233
13.19. Оцінка точності результатів за різницями подвійних нерівноточних вимірювань .....	233
<b>ЛЕКЦІЯ 26-27. Тема 14. Зрівнювання теодолітних та нівелірних ходів .....</b>	<b>236</b>
14.1. Мета зрівнювальних робіт .....	236
14.2. Зрівнювання системи нівелірних ходів з однією вузловою точкою .....	236
14.3. Зрівнювання системи теодолітних ходів з однією вузловою точкою .....	238
14.4. Зрівнювання системи нівелірних ходів з декількома вузловими точками (методом послідовних наближень) .....	243
14.5. Зрівнювання незалежної мережі нівелірних ходів способом В.В. Попова .....	247
<b>ЛЕКЦІЯ 28-29. Тема 13. Топографо-геодезичні роботи при інженерних вишукуваннях і будівництві .....</b>	<b>251</b>
15.1. Застосування геодезії в інженерно-будівельній справі.....	251
15.2. Геодезична основа крупномасштабних зйомок .....	252
15.3. Особливості знімання забудованих територій .....	253
15.4. Топографо-геодезичні роботи при вишукуванні трас залізниць і автомобільних доріг .....	255
15.5. Нівелювання траси і поперечників.....	258
15.6. Складання поздовжнього профілю .....	259
15.7. Геодезична будівельна сітка .....	264
15.8. Перенесення проєкту споруди на натуру .....	266
15.9. Елементи розмічувальних робіт .....	270

<b>ЛЕКЦІЯ 30-32. Тема 16. Автоматизація процесів наземних топографо-геодезичних робіт .....</b>	<b>274</b>
16.1. Основні напрямки та технології автоматизації топографо-геодезичного вимірювання.....	274
16.2. Автоматизація визначення висот .....	276
16.3. Автоматизація визначення планового положення точок .....	277
16.4. Автоматизація визначення просторового положення точок .....	279
16.5. Автоматизовані динамічні топографічні системи .....	281
16.6. Автоматизовані лазерно-паралактичні топографічні системи .....	282
16.7. Електронна тахеометрія.....	283
16.8. Автоматичні координатографи .....	290
16.9. Перетворювачі аналогової інформації в цифрову .....	290
16.10. Наземні лазерні сканери .....	291
<b>СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ.....</b>	<b>295</b>



## *Передмова*

Представлений курс лекцій розроблено вперше у зв'язку з відкриттям у природничо-гуманітарному фаховому коледжі Державного вищого навчального закладу «Ужгородський національний університет» спеціальності 193 Геодезія та землеустрій. Навчальний матеріал оформлений у вигляді 32-х текстів лекцій у послідовності, що записана у календарному плані дисципліни. Зміст лекцій відповідає робочій навчальній програмі. Обсяг лекцій - 64 навчальні години, який підкріплюється лабораторними та практичними загальним обсягом 80 навчальних годин. Аудиторні заняття змінюються навчальною польовою геодезичною практикою, під час якої закріплюються відповідні теоретичні знання та практичні вміння.

При розробці курсу лекцій використані відповідні навчальні видання останніх випусків, наведені у списку літератури, а також науково-технічні публікації та інформаційні повідомлення щодо інноваційних технологій геодезичного виробництва.

Цей курс лекцій орієнтований на студентів 2-го та 3-го року навчання. У лекціях викладені поняття геодезії як науки та способу геодезичного вивчення геометрії Землі і топографічного опису її територій у відповідних системах координат. Належна увага приділена розвитку у здобувачів навичок роботи з механічними та оптико-механічними засобами вимірювання кутів, відстаней та перевищень.

На цій основі студенти готуються до вивчення та засвоєння на старших курсах складніших, точних та високоточних геодезичних робіт за допомогою оптико-механічних, електронних та супутникових геодезичних приладів, а також – спеціальних предметів, передбачених кваліфікаційним стандартом підготовки техніків за спеціальністю 193 Геодезія та землеустрій. Тому у відповідних лекціях наводяться відомості про сучасні та інноваційні технології виконання геодезичних робіт.

Це видання призначене також для розширення та поглиблення того реального обсягу навчальних відомостей з геодезії, який можна методично правильно викласти на лекціях в аудиторії із застосуванням чи без технічних засобів навчання.

Надалі планується доопрацювання цього видання на основі досвіду викладання та сприйняття студентами навчального матеріалу, а також у зв'язку з удосконаленням геодезичних приладів та засобів обчислень, що використовуються у навчальному процесі.

Метою вивчення дисципліни є отримання студентами знань і навиків, що дозволяє їм виконати весь комплекс топографічних і знімальних робіт.

## **ЛЕКЦІЯ 1. Тема 1. Загальні відомості з геодезії.**

- 1.1. Предмет геодезії.
- 1.2. Наукове та практичне значення геодезії.
- 1.3. Зв'язок геодезії з іншими науками.
- 1.4. Історичний нарис з розвитку геодезії.
- 1.5. Поняття про фігуру та розміри Землі.
- 1.6. Визначення місцезнаходження точок на кулі і на площині.
- 1.7. Зображення земної поверхні на площині.
- 1.8. Загальні відомості про зональну систему плоских прямокутних координат Гауса.
- 1.9. Висоти точок земної поверхні: абсолютні і відносні.

**Література: Грабовий В. М. Геодезія: навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (с. 3-13)**

### **1.1. Предмет геодезії**

Слово *геодезія* складається з двох грецьких слів *Geo* – Земля, *desir* – розподіляти. Але цей дослівний переклад давно втратив зміст, який вкладався в нього раніше. Геодезія - це наука, яка вивчає методи визначення форми та розмірів Землі, способів вимірювань на земній поверхні з метою одержання її графічних відображень, а також способів спеціальних вимірювань, необхідних при вишукуваннях, будівництві, експлуатації інженерних споруд та землеустрої.

Із розвитком людства, підвищенням рівня науки і техніки значно розширилося коло завдань, які повинна вирішувати геодезія. Тому геодезія поділяється на декілька наукових дисциплін:

1. Геодезія – вивчає способи вимірювань на земній поверхні з метою створення топографічних карт, планів та інших графічних відображень або одержання аналітичних величин, що характеризують положення точок земної поверхні;

2. Вища геодезія – вивчає методи визначення форми та розмірів Землі, а також способи спостережень за сучасними рухами земної кори;

3. Картографія – вивчає методи побудови карт у тій чи іншій проєкції за визначеними математичними законами;

4. Інженерна (прикладна) геодезія – вивчає способи спеціальних вимірювань необхідних при вишукуваннях, будівництві та експлуатації інженерних споруд, а також методи визначення деформації таких споруд;

5. Фотограмметрія – вивчає методи визначення форм, розмірів та взаємного розміщення предметів у просторі за спеціальними аеро та наземними фототеодолітними знімками з метою одержання топографічних карт, планів, кількісних та якісних характеристик, що характеризують положення точок земної поверхні чи інженерних споруд;

6. Морська геодезія – вивчає способи вимірювань під водою з метою створення карт дна шельфів морів та океанів;

7. Космічна геодезія – вивчає методи створення просторових космічних геодезичних мереж за знімками, одержаними з космічних літальних апаратів;

8. Геодезична гравіметрія – вивчає методи вимірювання сили ваги на земній поверхні, під землею, на воді, під водою та приземних шарах атмосфери.

Назви предметів свідчать, що геодезія як наука виникла з практичних потреб людини. Завдання визначення фігури і розмірів Землі складає предмет вищої геодезії. Питання, пов'язані із зображенням невеликих частин земної поверхні у вигляді планів, складають предмет геодезії або топографії. Вивчення методів і процесів створення суцільних зображень значних територій земної поверхні у вигляді карт відноситься до картографії.

## **1.2. Наукове та практичне значення геодезії**

### **1.2.1. Основні наукові завдання вищої геодезії:**

Перше головне наукове завдання полягає у вивченні фігури Землі. Точне знання фігури Землі та її розміри необхідні для астрономії, геології, геофізики і інших наук, а також для вивчення космічного простору.

Друге наукове завдання вищої геодезії – вивчення деформації Землі, тобто горизонтальних і вертикальних переміщень земної кори, визначення різниць середніх рівнів морів та океанів.

### **1.2.2. Основні завдання геодезії:**

Перше завдання: визначення на основі державної геодезичної мережі пунктів, так званої знімальної геодезичної основи, відносно якої безпосередньо визначають положення об'єктів місцевості, тобто виконують зйомочні роботи.

Друге завдання: виконання зйомочних робіт, тобто визначення положення всіх об'єктів знімання і зображення на площині - папері у відповідно зменшеному вигляді всіх контурів і рельєфу місцевості, іншими словами - створення топографічних карт.

Третє завдання: виконання різних вимірювальних робіт під час розвідування з метою проектування та будівництва споруд, перенесення проектів цих споруд в натуру (інженерна геодезія).

## **1.3. Зв'язок геодезії з іншими науками**

Геодезія розвивається в тісному зв'язку з іншими науковими дисциплінами. Величезний вплив на розвиток геодезії роблять математика, фізика, астрономія. Математика озброює геодезію засобами аналізу і методами обробки результатів вимірювань. На основі фізики розраховують оптичні прилади і інструменти для геодезичних вимірювань. Астрономія забезпечує необхідні в геодезії початкові дані.

Тісний зв'язок геодезія має також з географією, геологією і особливо з геоморфологією. Знання географії забезпечує правильне трактування елементів ландшафту, який складають рельєф, природний покрив земної поверхні (рослинність, ґрунти, моря, озера, річки і т. д.) і результати діяльності людей (населені пункти, дороги, засоби зв'язку, підприємства і т. д.). Форми рельєфу і закономірності їх зміни пізнаються за допомогою геології і геоморфології.

Застосування фотознімків у геодезії вимагає знання фотографії. Для графічного оформлення планів і карт необхідне вивчення прийомів топографічного креслення. Таким чином, геодезія займається розв'язуванням значного кола завдань при вишукуванні, проектуванні, будівництві міст, сільських населених пунктів, аеродромів, каналів, ліній електропередач, наземних комплексів заводів і шахт, у дорожній справі, гідротехніці, освоєнні шельфу та при вирішуванні багатьох інших питань, які постійно виникають у державному та приватному господарстві.

Широко використовується геодезія і при захисті країни, крилатий вислів О.В. Суворова: «Карта – це очі армії» - актуальний і сьогодні. Геодезичні прилади і методи вимірювання застосовують військові. У кожному артилерійському полку є топографічний взвод, ракетні частини мають у своєму складі геодезичні підрозділи, є й окремі військово-топографічні частини.

В останні десятиліття стрімкий технічний прогрес і впровадження нової обчислювальної техніки сприяли появі нових методів і технологій знімання та обробки результатів геодезичних вимірювань. З'явилися нові напрями в картографуванні і створенні карт.

Сьогодні геодезія – це здебільшого супутникова геодезія, заснована на системах GPS (США), GALILEO (Європа), BEIDOU (Китай) і ГЛОНАСС (Росія). Важко уявити сучасну геодезію без тісної взаємодії з аерокосмічним зондуванням та геоінформатикою. Електронні карти і атласи, тривимірні картографічні моделі і інші геоображення стали звичними засобами дослідження для геодезистів і інших фахівців з наук про Землю.

#### **1.4. Історичний нарис з розвитку геодезії**

Геодезія – наука про методи визначення фігури і розмірів Землі, зображення земної поверхні на планах, картах і точних вимірювань на місцевості, пов'язаних з розв'язанням різних наукових і практичних завдань.

Як наука, геодезія розвивалася протягом багатьох століть, тому існує ряд історичних аспектів її розвитку, на які варто звернути особливу увагу. Геодезія є однією з найстаріших наук. Перші дані геодезії з'явилися в епоху палеоліту, приблизно 25 тис. років тому. Вона була тісно пов'язана з повсякденним життям людини. Кочові племена займалися полюванням і бортництвом, а полювання залежало від сезонних міграцій тварин, тому нагальною потребою було вміння орієнтуватися на місцевості за небесними світилами.

Геодезичні вимірювання для розділення поверхні землі на окремі ділянки розроблялися в Єгипті, Китаї та інших країнах за багато століть до н.е. За 6 століть до н.е. в долині річки Ніл існували зрошувальні системи і канали, будівництво яких вимагало виконання геодезичних робіт. Уже в третьому столітті до н.е. був визначений радіус Землі, яка тоді приймалася за кулю. Зараз немає достовірної інформації про розвиток геодезії в першому тисячолітті нашої ери.

Розвиток геодезії як науки та геодезичних робіт почався в середині поточного тисячоліття – в період пожвавлення торговельних зв'язків, розширення мореплавання, потребах у картах і планах.

З розвитком і розширенням землепорядних та будівельних робіт досвід цих вимірювань накопичувався. Після Єгипту геодезичні роботи виконували в Стародавньої Греції. У цих державах геодезичні знання почали формувати науку. Вони отримали теоретичне обґрунтування і поклали початок геодезії, що в перекладі з грецького означає «землерозподіл». Геодезія та геометрія довго взаємно доповнювали і розвивали одна одну. Розвитку і вдосконаленню методів геодезичних робіт сприяли наукові досягнення в галузі математики, фізики, інструментальної техніки.

У всі часи історії людства завдання визначення фігури Землі представляло складну науково-технічну проблему, привертало передові уми людства і його вирішення вимагало використання передових технологій.

Думку про подібність фігури Землі до кулі висловив давньогрецький філософ Піфагор Самоський. У його вченні стверджувалось, що Земля має подібну до кулі форму та обертається навколо своєї осі, викликаючи видимий добовий рух зірок, і обертається навколо Сонця протягом року. По суті висунута ідея геліоцентричної системи Світу, яка була науково обґрунтована Коперником через дві тисячі років. Проблемою визначення форми і розмірів Землі займалися такі давньогрецькі філософи і вчені, як Аристотель, Архімед, Ератосфен та інші. В цей період був створений перший у світі глобус (150 р. до н. е.), з'явилися поняття географічних координат (широта і довгота).

Надалі роботи з визначення форми і розмірів Землі були виконані арабськими і туркестанськими вченими такими як Халіб ібн Абдул Малік, Алі ібн Муса, Абу Рейхан Біруні. Так, філософ, астроном і геодезист Біруні з Туркестану (сучасний Афганістан) у 1023 р. визначив радіус земної кулі (більше 6000 км.) із спостережень за положенням горизонту. За Біруні довжина одноградусної дуги меридіана на широті  $32^\circ$  північної широти дорівнює 110,278 км. (за сучасними даними – 110,895 км.). Дослідження арабських і туркестанських вчених завершують перший період становлення геодезії як самостійної науки про Землю, що займається вивченням її фігури і вимірюваннями на її поверхні.

Початок другого періоду (XV–XVII ст.) розвитку геодезії відноситься до епохи великих наукових і географічних відкриттів. У цей період свої відкриття здійснили Колумб, Васко да Гама, Магеллан, Кук, Беринг.

У геодезії в цей час відбувається ряд дивовижних відкриттів. Так у 1609 р. Галілей винайшов зорову трубу. Французький астроном Пікар уперше застосував метод тріангуляції при вимірюванні дуги меридіану від Парижа до Ам'єна, використав прилади з сіткою ниток. Саме Пікар уперше висловив ідею про те, що Земля не є подібною до кулі, а трохи стиснена в напрямку полюсів. У 1687 р. вийшла монументальна праця англійського фізика та астронома Ньютона – «Математичні основи натуральної філософії», в якій на підставі відкритого ним закону всесвітнього тяжіння

доводиться наявність полярного стиснення Землі. Ньютон не тільки встановив стиснення фігури Землі вздовж осі обертання, але і теоретично визначив його величину.

Третій період розвитку геодезії (XVIII–XIX століття) характеризується тим, що основним науковим завданням геодезії стає визначення розмірів земного еліпсоїда. Протягом цього часу отримали початок такі науки як гравіметрія, геофізика. В цей же час вчені – геодезисти дійшли висновку, що згладжена до рівня Світового океану фігура Землі не є простою геометричною фігурою, тобто з'явилося поняття геоїда.

До початку XIX століття були накопичені значні матеріали геодезичних і астрономічних спостережень. У зв'язку з цим виникла проблема обробки результатів вимірювань. Вирішення цієї проблеми було запропоноване німецьким математиком, астрономом і геодезистом Гаусом і відомим французьким математиком Лежандром. Їх метод, названий методом найменших квадратів, знаходить широке застосування при обробці геодезичних мереж.

Четвертий період охоплює кінець XIX–другу половину XX століття. Він ознаменувався працями видатного радянського вченого геодезиста Молоденського, який довів неможливість точного визначення фігури геоїда тільки за вимірюваннями на земній поверхні і розробив теорію та методи визначення фігури фізичної поверхні Землі.

Початок сучасного періоду розвитку геодезії співпадає із запуском перших штучних супутників Землі, поява яких відкрила нові можливості для вирішення наукових і практичних задач геодезії. Яскравим прикладом тут є поява систем глобального позиціонування GPS. Поряд з науковими завданнями геодезія вирішує цілий комплекс практичних завдань. До таких відносяться створення геодезичних мереж для забезпечення топографічних зніманих, застосування геодезичних методів при будівництві споруд, доріг та інших об'єктів, проведення підземних робіт у шахтах, тунелях, метрополітені (маркшейдерські роботи), проведення робіт із землеустрою (кадастрові знімання), спостереження за деформацією і осіданням будинків і споруд і т. д.

## **1.5. Поняття про фігуру та розміри Землі**

Крім пізнавального значення, розміри і фігуру Землі необхідно знати і для практичної діяльності людини, зокрема для розв'язання науково-технічних та практичних завдань геодезії і картографії.

Спочатку необхідно визначити загальний вигляд фігури Землі, яка найкраще відображає Землю в цілому, а потім визначити розміри цієї фігури.

### **1.5.1. Основна рівнева поверхня Землі**

Геодезичні вимірювання пов'язані з напрямком прямовисної (вискової) лінії в тих точках, у яких вони виконувались. Це означає, що в кожній такій точці результати вимірювань можуть бути віднесені тільки до тієї рівневої поверхні, яка проходить через цю точку (рис. 1.1).

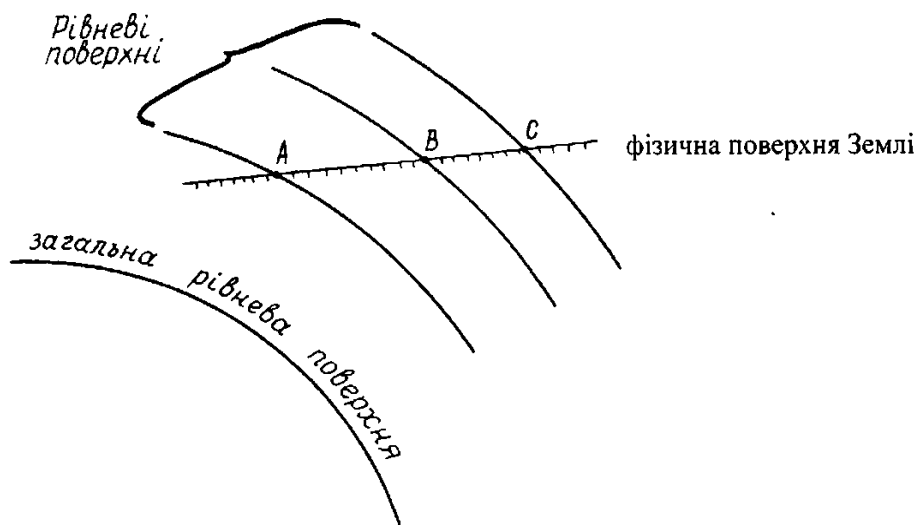


Рис. 1.1

Але в такому випадку результати вимірювань на пунктах якої-небудь геодезичної мережі будуть віднесені до різних рівневих поверхонь і зімкнутих фігур в мережі не утвориться.

Тому виникає необхідність приведення результатів усіх геодезичних вимірювань до певної даної або прийнятої за загальну початкову *рівневу поверхню*.

Із багатьох рівневих поверхонь природно і доцільно за загальну рівневу поверхню взяти ту, яка найкраще відображає фігуру Землі в цілому.

Відомо, що більше 70 % поверхні Землі займають океани і моря. Виходячи з цього, фігуру Землі відображає не поверхня суші, а поверхня води в океанах і морях. На практиці за основну рівневу поверхню беруть так званий середній рівень океану (моря), одержаний із багаторічних спостережень рівня води по футштоках на морських водомірних станціях.

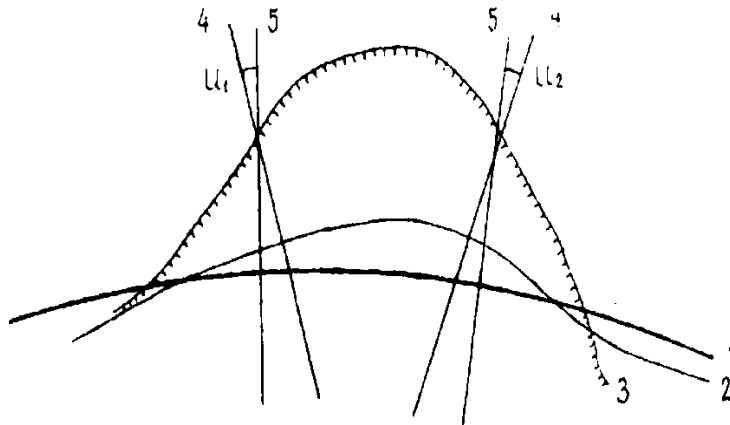
Для нашої країни основним є Кронштадтський футшток, за яким ведуть спостереження рівня Балтійського моря.

Нуль Кронштадтського футштоку відповідає середньому рівню Балтійського моря, який прийнято за початок відліку висот для всіх геодезичних робіт у нашій країні.

### 1.5.2. *Геоїд*

Якщо основну рівневу поверхню уявно продовжити під континентами так, щоб у будь-якій її точці прямовисна лінія була перпендикулярна до цієї поверхні, то утвориться суцільна зімкнута поверхня без складок і ребер, яка буде охоплювати всю масу Землі (рис. 1.2).

*Геоїдом* називається геометричне тіло, поверхня якого збігається зі спокійною поверхнею океану і уявно продовжена під континентами так, щоб у кожній точці цієї поверхні прямовисна лінія була перпендикулярна до неї.



1–еліпсоїд; 2–геоїд; 3–фізична поверхня Землі; 4–прямовисна лінія; 5–нормаль до поверхні еліпсоїда;  $u_1, u_2$  – відхилення прямовисних ліній

Рис. 1.2

### 1.5.3. Загальний земний еліпсоїд

Геоїд добре відображає Землю в цілому, але неважко прийти до висновку, що внаслідок нерівномірного розподілу мас у тілі Землі, поверхня геоїда, як одна з рівневих поверхонь поля сили ваги Землі, має складний хвильовий вигляд. Розв'язувати геодезичні задачі на поверхні геоїда неможливо, тому що не відома геометрична фігура геоїда, тобто геоїд не має свого математичного рівняння. Геоїд правильно відображає фігуру Землі і в цілому дуже близько підходить до еліпсоїда обертання - фігури досить простої і добре вивченої в математичному відношенні (рис. 1.3).

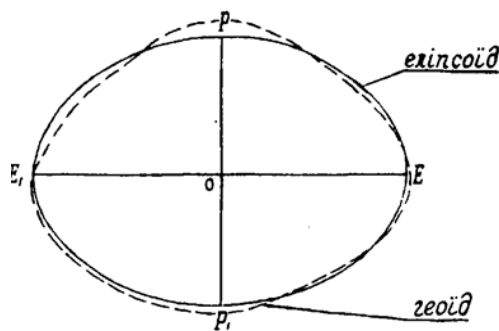


Рис. 1.3

Геодезичні задачі на поверхні еліпсоїда обертання розв'язуються порівняно легко. Розв'язування різних геодезичних задач і математичне опрацювання геодезичних вимірювань проводиться на поверхні земного еліпсоїда.

Еліпсоїд, який найкраще підходить до фігури геоїда, в цілому називається загальним земним еліпсоїдом. Установити параметри цього еліпсоїда є одним з головних завдань вищої геодезії.



### 1.5.4. Референц-еліпсоїд

**Референц-еліпсоїдом** називається еліпсоїд обертання з конкретними розмірами його півосей, певним способом орієнтований у тілі Землі і прийнятий для геодезичних робіт у конкретній країні.

У нашій країні з 1942 р. використовують референц-еліпсоїд Красовського Ф. М.

Основні параметри земного еліпсоїда та розміри референц-еліпсоїда Красовського Ф.М. зображено на (рис. 1.4)

$a=OE=OE_1$  – велика піввісь

$b=OP=OP_1$  – мала піввісь

$\alpha = \frac{a-b}{a}$  – полярне стиснення еліпсоїда

$a=6378245.00$  м

$b=6356863.02$  м

$\alpha=1:298.3$

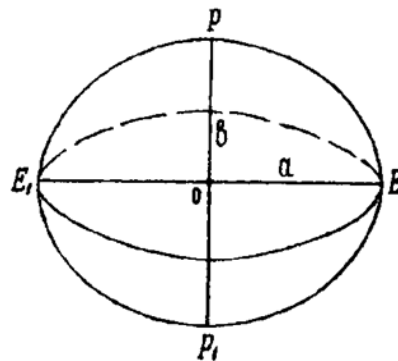


Рис. 1.4

### 1.6. Визначення місцезнаходження точок на кулі і на площині

Місцезнаходження точки на поверхні Землі визначається її географічними координатами: широтою і довготою. За методом визначення географічні координати можуть бути астрономічними і геодезичними. Астрономічні координати одержують внаслідок спостережень за небесними світилами.

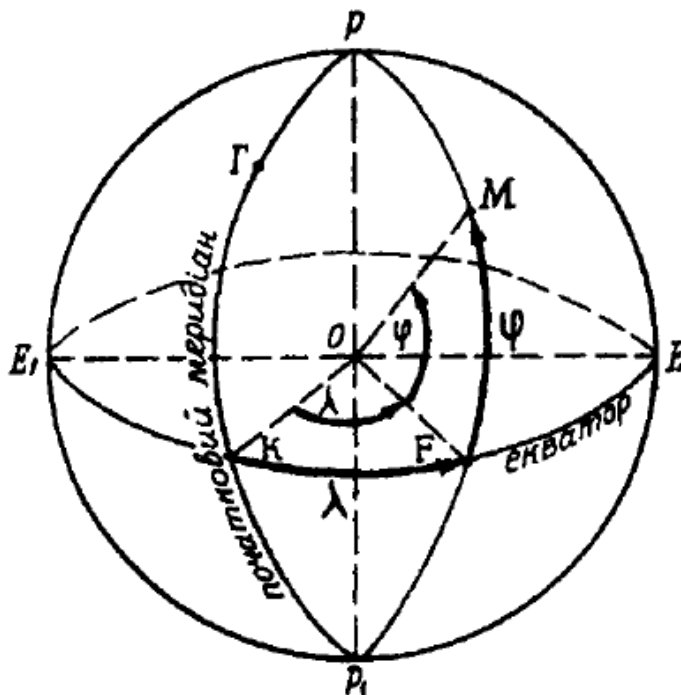


Рис. 1.5

На рис. 1.5 РГКР<sub>1</sub> – початковий меридіан, який проходить через Гринвіцьку обсерваторію.

РМРР<sub>1</sub> – географічний меридіан точки М.

РР<sub>1</sub> – вісь обертання Землі.

Площина проведена через центр Землі *O* перпендикулярно до осі обертання РР<sub>1</sub> утворює у перерізі із землею кулею лінію ЕРКЕ<sub>1</sub>, яка називається *земним екватором*. Якщо взяти на земній поверхні довільну точку М, то її місцезнаходження можна визначити в географічній системі координат: широтою –  $\varphi$  і довготою –  $\lambda$ . МО - прямовисна лінія точки М.

*Географічною широтою* називається кут, утворений прямовисною лінією в цій точці і площиною екватора. *Географічною довготою* називається двограний кут, утворений площиною географічного меридіана цієї точки з площиною Гринвіцького меридіана, взятого за початок відліку довгот. Якщо для одного (початкового) пункту географічні координати  $\varphi$  і  $\lambda$  визначити з астрономічних спостережень, а для всіх інших точок широти і довготи обчислити за результатами геодезичних вимірювань, то широти і довготи таких точок називаються, на відміну від географічних, геодезичними координатами; їх позначають через В – широту, L – довготу.

### 1.6.1. Поняття про прямокутні координати

У геодезії найбільше поширення має система прямокутних координат.

В цьому випадку для різних розрахунків та обчислень досить знати формули плоскої геометрії і тригонометрії. В цій системі координат беруть на площині дві прямі ХХ і УУ, які перетинаються під прямим кутом, і їх називають *осьми координат*.

На рис. 1.6. ХХ – вісь абсцис

УУ – вісь ординат

0 – початок координат

Відрізки: От абсциса і Оті ордината, визначають місцезнаходження точки М<sub>і</sub> на площині.

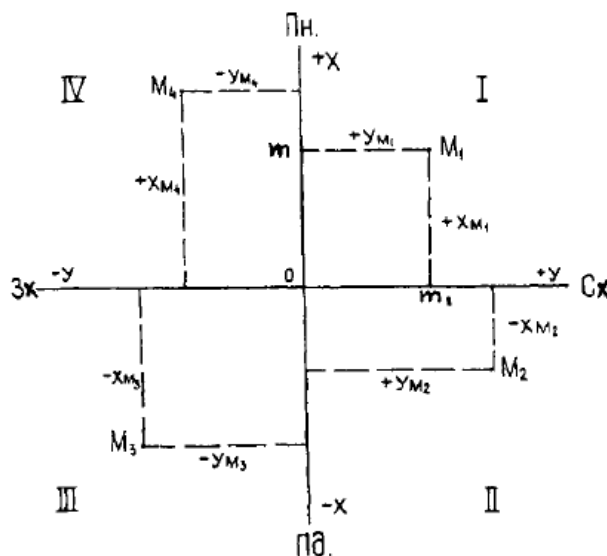


Рис. 1.6.

### 1.7. Зображення земної поверхні на площині

Земну поверхню неможливо спроектувати на площину без розривів і спотворень, тому проектування виконують частинами.

Для графічного зображення місцевості використовують головним чином ортогональний метод проектування, беручи за основу прямовисні лінії як такі, що зберігають постійний і цілком визначений напрям у будь-якій точці Землі (рис. 1.7).

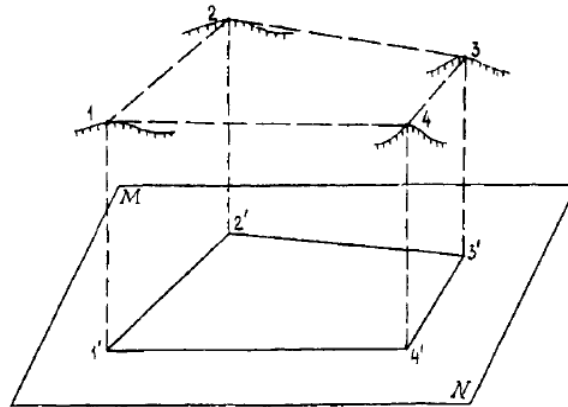


Рис. 1.7

### 1.8. Загальні відомості про зональну систему плоских прямокутних координат Гауса-Крюгера

Гаус запропонував проектувати поверхню Землі на циліндр, а потім розгорнути циліндр і одержати зображення земної поверхні на площині. Для простоти судження у цьому випадку припустимо, що Земля має фігуру кулі (рис. 1.8).

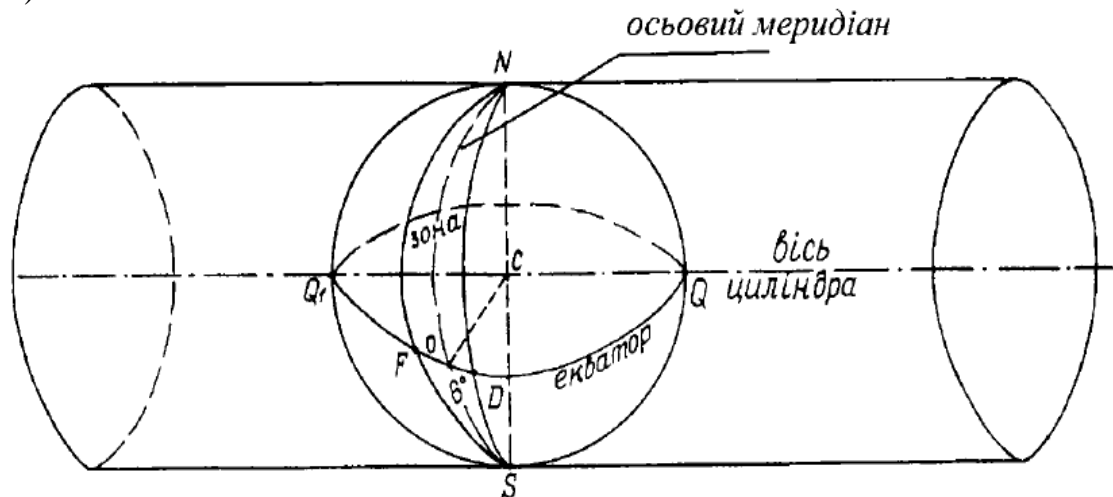


Рис. 1.8.

На краях в обидві сторони від лінії дотику кулі і циліндра спотворення все одно збільшуються, тому беруть окремі зони кулі і проектують їх на циліндр.

Застосовуючи проєкцію Гауса, поверхню Землі поділяють меридіанами на частини, які називаються зонами. В нашій країні різниця довгот двох суміжних меридіанів, які поділяють земну поверхню на зони, встановлена  $6^\circ$

і  $3^\circ$ . За початок відліку зон беруть нульовий меридіан, який проходить через Гринвіч (рис. 1.9). Відлік зон ведуть на схід від нульового меридіана.

Меридіани, які проходять по середині зон, називаються осьовими меридіанами. В системі шести градусних зон довгота осьового меридіана першої зони дорівнює  $3^\circ$ , а другої  $9^\circ$ , а зони з номером "n"  $\lambda_0 = 6^\circ n - 3^\circ$ .

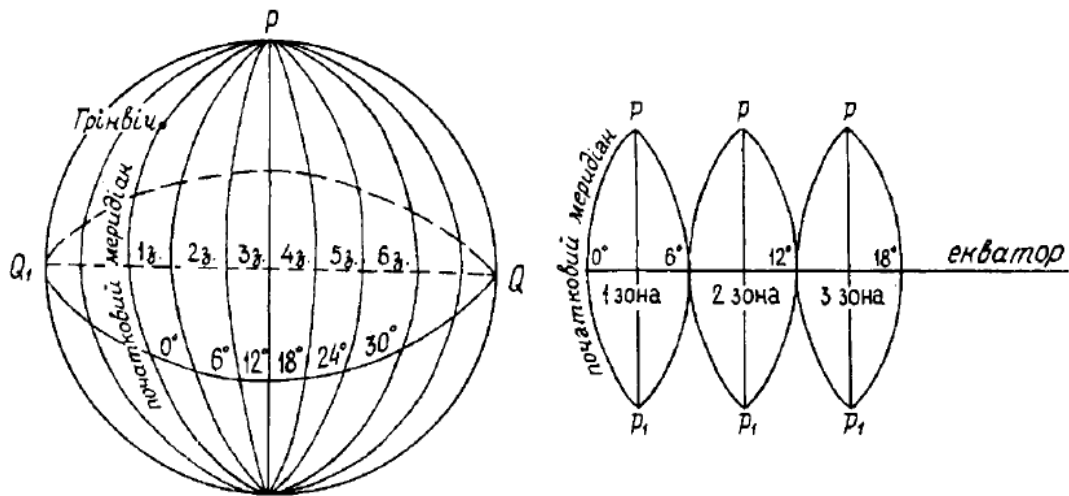


Рис. 1.9

У проекції Гауса кожна зона проектується на циліндр окремо. Спроектвавши окрему зону на циліндр, розгортають циліндр у площину, при цьому осьовий меридіан зобразиться прямою лінією і вся зона вийде у вигляді плоского зображення із збереженням усіх розмірів зображення на циліндрі. Осьовий меридіан зони на площині відобразиться без спотворень і його приймають за вісь абсцис.

Лінія екватора зони відобразиться на площині також прямою лінією - її приймають за вісь ординат. Точка перетину осьового меридіана і екватора на площині береться за початок прямокутних координат зони (рис. 1.6).

### 1.9. Висоти точок земної поверхні: абсолютні і відносні

Для визначення висоти точки А необхідно вибрати початкову поверхню. За початкову поверхню в геодезії приймають поверхню геоїда. Тоді положення точки А в вертикальному відношенні визначиться прямою  $A_0A$ . Величину  $A_0A = H_a$  називають висотою точки А. За аналогією висота точки В виражається відрізком  $BoB = H_b$ . (рис. 1.10)

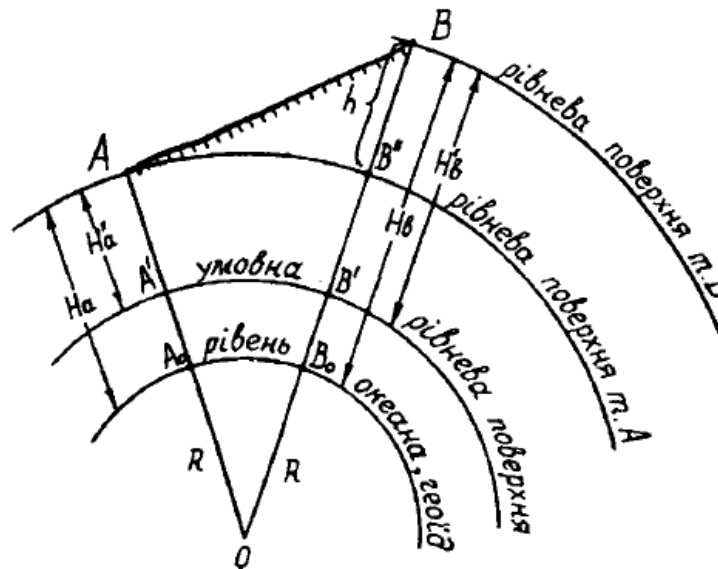


Рис. 1.10.

Слід відзначити, що проектування точок місцевості проводиться переважно на рівневу поверхню океану (геоїд). При спеціальних роботах для проектування беруть інші рівневі поверхні, які краще відповідають меті роботи.

Тому, щоб не було плутанини, висоти точок земної поверхні, які відраховують відносно рівня поверхні океану, прийнято називати *абсолютними висотами*.

Висоти точок, взяті відносно іншої умовної рівневої поверхні, називають *умовними* (відносними) висотами  $A'A''=H'a$ ,  $B'B''=H'b$ . Числове значення висоти називається *відміткою* або *позначкою*.

Величину " $h$ " називають *перевищенням* одної точки місцевості над іншою. Тобто різниця висот двох рівневих поверхонь називається *перевищенням*.

Перевищення може бути додатним і від'ємним, тому завжди супроводжується знаком плюс або мінус.

Графічне зображення вертикального розрізу місцевості в заданому напрямі на фізичній поверхні Землі називається *профілем*.

### Питання для самостійної роботи до теми 1.

1. Назвіть основні наукові завдання вищої геодезії.
2. На які наукові дисципліни поділяється геодезія?
3. Назвіть основні завдання геодезії.
4. Історія розвитку геодезичної науки.
5. Що називається основною рівневою поверхнею Землі?
6. Що називається *геоїдом* ?
7. Що називається загально земним еліпсоїдом?
8. Яка відмінність між загально земним еліпсоїдом та референс - еліпсоїдом ?
9. Що називається географічною широтою?

10. Що називається географічною довготою?
11. Що називаються зонами?
12. Які меридіани називають осьовими?
13. Які висоти називають *абсолютними висотами*?
14. Які висоти називають абсолютними висотами?
15. Які висоти називають *умовними (відносними) висотами*?

## ЛЕКЦІЯ 2. Тема 2. Масштаби

2. 1. Поняття про план, карту, профіль

2.2. Поняття про масштаб зображення. Види масштабів: чисельний та лінійний

2.3. Точність та гранична точність масштабу. Масштаби топографічних карт і планів

*Література: Грабовий В. М. Геодезія: навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (с.14-17)*

### 2.1. Поняття про план, карту, профіль

Поверхню Землі зображають на площині у вигляді планів, карт, профілів.

При складанні планів сферичну поверхню Землі проєктують на горизонтальну площину і отримані зображення зменшують до необхідного розміру, застосовуючи ортогональне проєктування. Сутність ортогонального проєктування полягає в тому, що точки місцевості переносять на горизонтальну площину по прямовисних лініях, паралельних одна одній і перпендикулярних до горизонтальної площини (рис. 2.1). Отримане на площині зображення ділянки місцевості зменшують із збереженням подібності фігур. Отже, **планом** називають зменшене подібне зображення горизонтальної проєкції ділянки місцевості Землі.

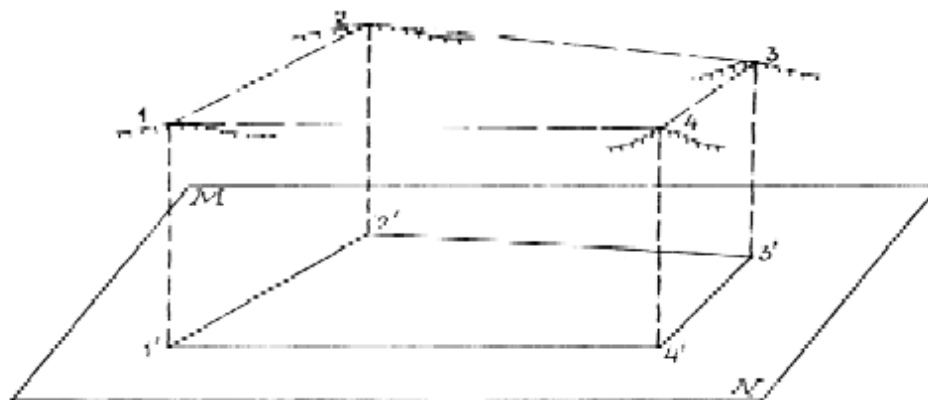
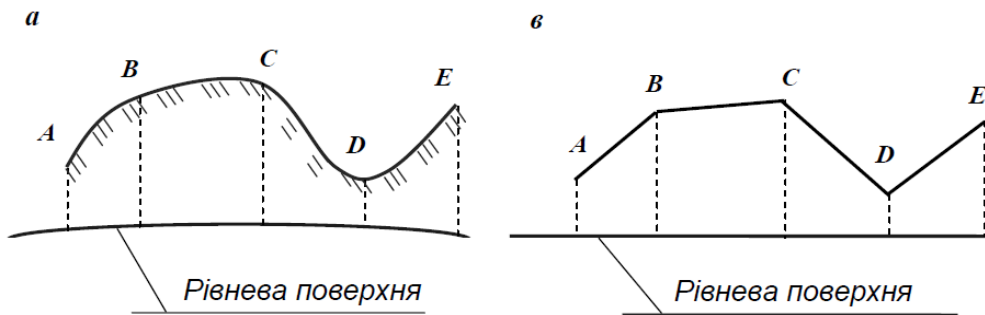


Рис. 2.1.

Проте план неможливо скласти на досить велику територію, тому що сферична поверхня Землі не може бути розвернута в площину без складок і розривів.

Отже, зображення великих ділянок Землі на площині, зменшене і спотворене через кривизну поверхні, **називають картою**.

**Профілем** називають зменшене зображення вертикального розрізу земної поверхні за заданим напрямком. Як правило, розріз місцевості є кривою лінією (рис. 2.2). На профілі вона будується у вигляді ламаної лінії, рівнева поверхня зображається у вигляді горизонтальної лінії. Для кращої наочності вертикальні відрізки (висоти, перевищення) роблять більшими ніж горизонтальні.



Розріз (а) та профіль (в) місцевості

Рис. 2.2.

## 2.2. Поняття про масштаб зображення. Види масштабів: числовий та лінійний

Розміри земельних ділянок та їхніх горизонтальних проєкцій на площину невеликі та їх зображують на папері не в реальному, а в зменшеному вигляді.

Ступінь зменшення горизонтальних проєкцій ліній місцевості при зображенні їх на плані або карті називається *масштабом*. Інакше кажучи, під масштабом (зуміють відношення довжини відрізка на плані чи карті до відповідної горизонтальної проєкції цього відрізка на місцевості. Часто масштаб виражають у вигляді простого дроби  $1/M$ . Такий масштаб називається *числовим*. Отже, *числовий масштаб* – це дріб, чисельник якого одиниця, а знаменник – число, що вказує, у скільки разів горизонтальні проєкції ліній місцевості зменшені на плані чи карті. *Наприклад*, масштаб карти 1:5000 означає, що довжина лінії на карті менша за горизонтальну проєкцію цієї лінії на місцевості у 5000 разів. Чим більший знаменник  $M$  числового масштабу, тим масштаб дрібніший і, навпаки, чим менший знаменник  $M$ , тим масштаб більший.

Якщо довжину лінії на карті або плані позначити буквою  $d$ , то їй відповідатиме горизонтальне прокладення лінії на місцевості, довжина якої  $S = dM$ .

Навпаки, знаючи горизонтальну проєкцію лінії місцевості  $S$ , можна знайти довжину цієї лінії на карті  $d$ , тобто  $d = S/M$ . Як бачимо, переходячи від карти до місцевості або навпаки, потрібно виконувати обчислення. Якщо обсяги робіт значні, щоб уникнути громіздких обчислень, використовують масштаби, які називаються лінійними та поперечними.

*Лінійний масштаб* – це графічне зображення числового масштабу. Для побудови лінійного масштабу на прямій відкладають послідовно декілька разів відрізок довжиною  $a$ , який називається *основою масштабу*.

Лінійний масштаб з основою  $a = 2$  см називають *нормальним*. Його підписують відповідно до масштабу карти, для якої він побудований. Наприклад, для карти масштабу 1:10 000 (рис. 2.3) основі лінійного масштабу  $a = 2$  см відповідає місцевості горизонтальна лінія завдовжки 200 м. На кінці першої основи з лівого боку ставлять нуль; ліворуч і праворуч від нуля



відповідно до масштабу – 0, 200, 400, 600 і т. д. Щоб підвищити точність вимірювання, ліву основу ділять декілька частин. На рис. 2.3 таких частин 20; ціна найменшої поділки дорівнює 10 м. Згідно з рис. 2.3 довжина лінії  $AB = 400 \text{ м} + 85 \text{ м} = 485 \text{ м}$ .

Лінійний масштаб у багатьох випадках не дає змоги виміряти віддалі з необхідною точністю. В наведеному прикладі найменша поділка лінійного масштабу відповідає 10 м і частку такої поділки оцінюють на око.

Точніше можна виміряти лінію за допомогою поперечного масштабу.

Щоб побудувати його, на відрізку прямої  $CD$  (рис. 2.4) відкладають послідовно декілька разів основу масштабу  $a$ . В отриманих точках будують перпендикуляри до лінії  $CD$ .

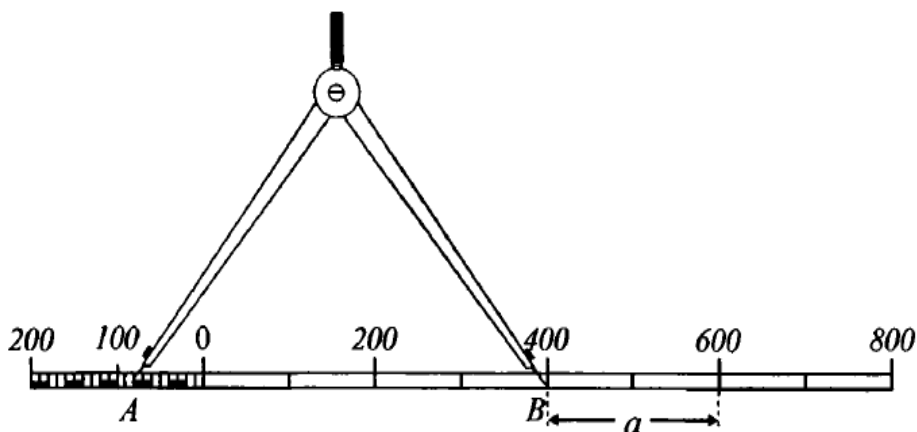


Рис. 2.3.

На двох крайніх перпендикулярах відкладають  $m$  рівних відрізків і рівновіддалені від  $CD$  точки на цих перпендикулярах з'єднують лініями, паралельними до  $CD$ . Основу  $AC$  і  $BE$  ділять на  $n$  рівних відрізків. Нульову точку (позначену  $A$ ) з'єднують з точкою  $F$  (рис. 2.4). Аналогічно через решту точок проводять похилі лінії, паралельні до  $AF$ , які називають *трансверсальми*.

Визначимо величину найменшої поділки  $F_1E_1$  поперечного масштабу. З подібності трикутників  $AFE$  і  $AF_1E_1$  знайдемо

$$\frac{F_1E_1}{FE} = \frac{AE_1}{AE} \quad (2.1)$$

$$F_1E_1 = \frac{AE_1 \cdot FE}{AE} \quad (2.2)$$

Згідно з побудовою  $FE = \frac{a}{n}$ ;  $a$   $AE_1 = \frac{AE}{m}$

Підставивши значення  $FE$  та  $AE_1$  у формулу (2.2), отримаємо:

$$F_1E_1 = \frac{\frac{a}{n} \cdot \frac{AE}{m}}{AE} \quad (2.3)$$

Після нескладних перетворень можемо записати:

$$F_1E_1 = \frac{a}{m \cdot n} \quad (2.4)$$

Отже, найменша поділка  $F_1E_1$  при  $m = n = 10$  дорівнюватиме 0,01 основи

$$F_1E_1 = \frac{a}{100} \quad (2.5)$$

Такий поперечний масштаб називають *сотенним масштабом*.

Аналогічно  $F_2E_2 = 0,02 \cdot a$ ,  $F_3E_3 = 0,03 \cdot a$ , ...,  $F_nE_n = 0,10 \cdot a$ , тобто кожний наступний відрізок відрізняється від попереднього на 0,01 основи масштабу. В масштабі 1:10 000 основи поперечного масштабу відповідає 200 м, а найменшій поділці - 2 м. На лінійному масштабі було відповідно 10 м. Якщо на карті за допомогою поперечного масштабу необхідно знайти довжину горизонтальної проєкції лінії на місцевості, то одну голку циркуля-вимірника встановлюють на початку, а другу - на кінці лінії на карті. Далі циркуль вимірник ставлять на поперечний масштаб так, щоб його одна голка потрапила на один з перпендикулярів праворуч від нуля, а друга - на *трансверсаль*. Обидві голки повинні розміщуватися на одній горизонтальній лінії (лінія  $P_1Q_1$  на рис. 2.4.) або посередині між горизонтальними лініями (лінія  $PQ$ ). Аналогічно можна розв'язати обернену задачу, тобто за допомогою поперечного масштабу та циркуля-вимірника відому горизонтальну лінію місцевості переносити (відкладати) на карту або план.

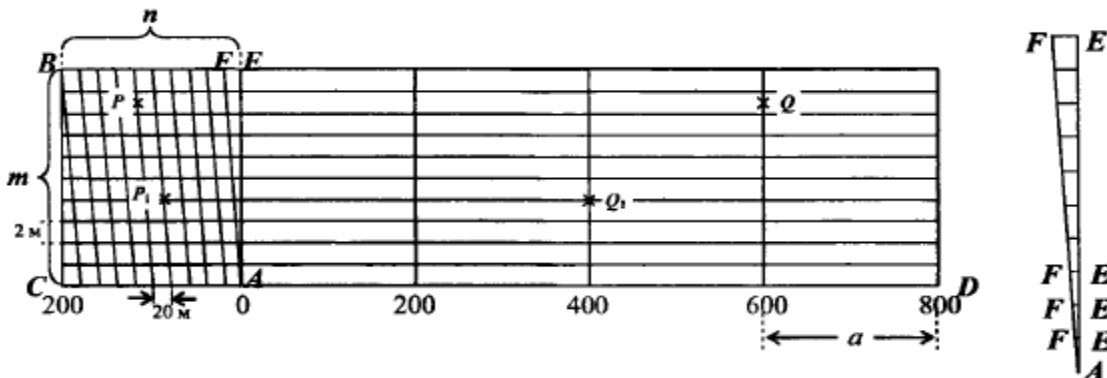


Рис. 2.4.

Визначимо довжини горизонтальних проєкцій ліній місцевості, яким на карті відповідають відрізки  $P_1Q_1$  і  $PQ$  (див. рис. 2.4).

$$P_1Q_1 = 400 \text{ м} + 20 \text{ м} \cdot 4 + 2 \text{ м} \cdot 4 = 488 \text{ м},$$

$$PQ = 600 \text{ м} + 20 \text{ м} \cdot 5 + 2 \text{ м} \cdot 8,5 = 717 \text{ м}.$$

Навпаки, маючи горизонтальні проєкції довжин на місцевості, наприклад, ці самі 488 м або 717 м, можна відкласти відповідні їм відрізки на карті.

Важливо, що під час розв'язання прямих та обернених задач практично ніяких обчислень виконувати не треба.

Для наочності на рис. 2.5 показано, як за допомогою нормального поперечного сотенного масштабу для карти масштабу 1:5 000 та циркуля-вимірника знаходять відрізок на карті, якому на місцевості відповідає горизонтальна лінія завдовжки 241 м.

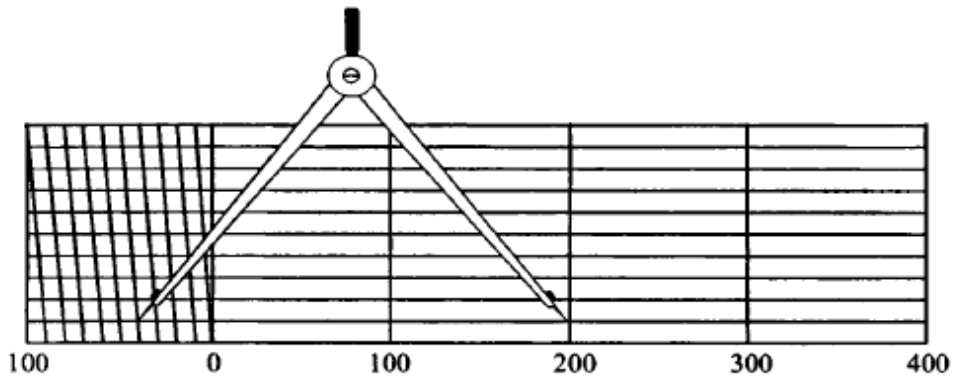


Рис. 2.5.

### 2.3. Точність та гранична точність масштабу. Масштаби топографічних карт

Поняття точності масштабу є одним з найважливіших у топографії. Адже тільки знаючи точність масштабу карти, можна визначити, які предмети місцевості можна буде зобразити на ній у вигляді подібної фігури, які у вигляді точки, а які зовсім неможливо зобразити.

На плані чи карті неозброєним оком можна побачити точку, діаметр якої не менший, ніж 0,1 мм. Такий найменший отвір у папері робить голка циркуля - вимірника. Отже, **точністю масштабу** називають горизонтальний відрізок на місцевості, якому відповідає 0,1 мм на плані чи карті цього масштабу. **Наприклад**, точність масштабу 1:10000 становить 1 м, тому що віддалі 0,1 мм на карті відповідає віддаль 1 м на місцевості.

Абсолютні значення точностей для різних числових масштабів планів й карт наведені в табл.

Числовий масштаб	Точність масштабу, м	Числовий масштаб	Точність масштабу, м
1:200	0,02	1:10 000	1,0
1:500	0,05	1:25 000	2,5
1:1000	0,1	1:50 000	5,0
1:2000	0,2	1:100 000	10,0
1:5000	0,5	1:200 000	20,0

Топографічні плани складають у масштабі 1:200, 1:500, 1:1000, 1:2000, 1:5000, 1:10 000, а топографічні карти загальнодержавного значення в масштабах 1:10 000, 1:25 000, 1:50 000, 1:100 000 та 1:200 000

#### Питання для самостійної роботи до теми 2.

1. Що називають планом?
2. Що називають картою?
3. Що називають масштабом?
4. Що називають числовим масштабом?
5. Що називають лінійним масштабом?
6. Що називають основою масштабу?
7. Що називають точністю масштабу?

### ЛЕКЦІЯ 3-4. Тема 3. Орієнтування ліній на місцевості

- 3.1. Поняття про орієнтування ліній на місцевості. Азимут лінії.
  - 3.2. Зближення.
  - 3.3. Дирекційний кут.
  - 3.4. Зв'язок між азимутом і дирекційним кутом напрямку.
  - 3.5. Прямий та обернений дирекційні кути і зв'язок між ними.
  - 3.6. Поняття про румби.
  - 3.7. Зв'язок дирекційних кутів та азимутів з румбами .
  - 3.8. Поняття про земний магнетизм. Властивість магнітної стрілки.
  - 3.9. Магнітний азимут.
  - 3.10. Зв'язок між азимутом, магнітним азимутом і дирекційним кутом.
- Бусоль.

*Література: Грабовий В. М. Геодезія: навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (с.18-27)*

#### 3.1. Поняття про орієнтування ліній на місцевості

**Азимут лінії.** При зображенні ліній земної поверхні на планах і картах, а також при виносі в натуру проєктів споруд виникає необхідність визначення положення ліній відносно сторін світу. Таке визначення положення ліній називається орієнтуванням ліній на місцевості. В кожній точці земної поверхні географічний меридіан має цілком визначений напрям. Тому для визначення положення лінії MN (рис. 3.1) відносно сторін світу використовують кут між цією лінією і напрямом географічного меридіана ПнПд, який проходить через одну із точок лінії.

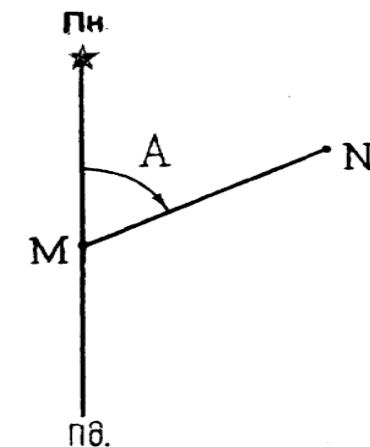


Рис. 3.1

Цей кут називають азимутом. *Азимутом лінії місцевості* в цій її точці називається кут, відрахований за ходом годинникової стрілки від північного напрямку географічного меридіана, який проходить через цю точку, до напрямку цієї лінії місцевості.

Кут  $\angle ПнMN = A$  – азимут лінії MN. Величина азимута змінюється від  $0^{\circ}$  до  $360^{\circ}$  за годинниковою стрілкою. Азимут лінії MN у точці M, на початку лінії, називають *прямим*, а в точці N – *оберненим* азимутом лінії MN (рис. 3.2).

### 3.2. Зближення меридіанів

У зв'язку з тим, що всі меридіани на полюсах сходяться і не паралельні між собою, прямий азимут не дорівнює зворотному. Різниця між оберненим і прямим азимутами лінії дорівнює  $A_1 - A = 180^\circ + \gamma$ . Кут  $\gamma$  між меридіаном  $\Pi_{N_1}\Pi_{D_1}$  точки N і лінією  $\Pi_{N_2}\Pi_{D_2}$ , паралельною меридіану в точці M (рис. 3.2), – називають *зближенням меридіанів*.

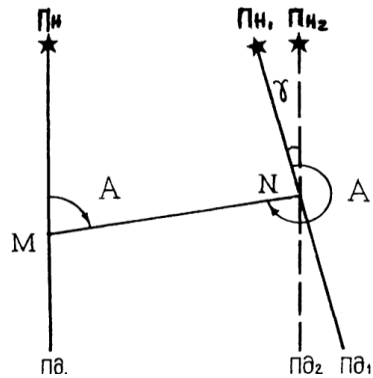


Рис. 3.2

У східній половині зони зближення меридіанів називається східним і супроводжується знаком плюс, а в західній половині – західним і супроводжується знаком мінус. Величину  $\gamma$  обчислюють за формулою:  $\gamma = \Delta l \sin \varphi$ ;  $\Delta l = \lambda - \lambda_0$  – різниця довгот осевого меридіана  $\lambda_0$  і довготи  $\lambda$  точки, в якій обчислюють  $\lambda_0$ ;  $\lambda_0 = 6^\circ n - 3^\circ$ ;  $n$  – номер зони;  $\varphi$  – географічна широта точки, в якій обчислюють  $\lambda$ .

На екваторі  $\varphi = 0^\circ$  і  $\lambda = 0^\circ$ . Найбільше значення  $\lambda$  має на полюсі і збігається з різницею довгот.

### 3.3. Дирекційний кут

Візьмемо лінію PQ і побудуємо в точках K і B її азимуту. Для цього проведемо меридіани KΠN і BΠN, які перетнуться на полюсі. На рис. 3.3 азимут лінії PQ, в точці K, буде зображений кутом ΠNKQ = A, а в точці B – кутом ΠNBQ = A1.

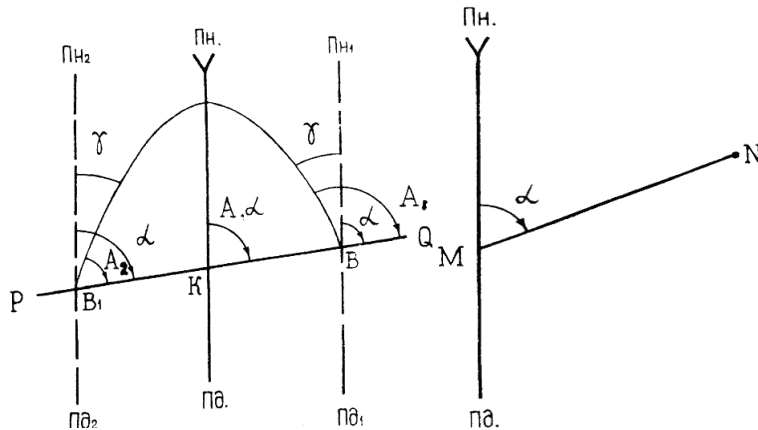


Рис. 3.3.

Рис. 3.4

Цілком очевидно, що ці кути не рівні між собою. Таким чином, одна і та лінія в різних своїх точках має різні азимути, отже, при орієнтуванні її за азимутом необхідно точно вказати точку, у якій береться азимут. Було б набагато краще і зручніше для орієнтування лінії в кожній її точці брати кут не від меридіанів точок, а від напрямів, паралельних одному меридіану, тобто паралельних між собою. В такому випадку всі кути орієнтування однієї і тієї ж лінії були б рівні між собою і кожна лінія буде мати тільки один кут орієнтування.

На практиці так і роблять. З цією метою для зони земної поверхні шириною у  $b^0$  за довготою вибирають один, так званий осьовий меридіан і орієнтування всіх ліній, розташованих у цій зоні, виконують кутами, утвореними цими лініями з напрямом, паралельним осьовому меридіану. Якщо, наприклад, на рис. 3.3 меридіан точки  $K$  вважати осьовим, то в точці  $B$  для орієнтування лінії  $PQ$  – береться кут не від меридіана  $VP_H$ , а від напрямку паралельного меридіана  $KП_H$ , тобто кут  $П_H BQ = \alpha$ . Кут, утворений цією лінією з напрямом, паралельним осьовому меридіану, називається **дирекційним кутом**. Дирекційний кут відраховують від північного напрямку осьового меридіана або лінії, паралельної до осьового меридіана, за ходом годинникової стрілки від  $0^0$  до  $360^0$  (рис. 3.4).

### 3.4. Зв'язок між азимутом і дирекційним кутом напрямку

Для зони земної поверхні за довготою  $b^0$  або  $3^0$  (рис. 3.3) видно, що на осьовому меридіані дирекційний кут лінії збігається з її азимутом, тобто  $A = \alpha$ . В точці  $B$  дирекційний кут відрізняється від азимута  $П_H BQ$ , рівного “ $A_1$ ” на кут  $П_H BП_H = \gamma$ . Кут  $\gamma$ , який є різницею між азимутом лінії в якій-небудь точці і дирекційним кутом цієї лінії, називається **зближенням меридіанів**, тобто

$$\gamma = A - \alpha; \alpha = A - \gamma; A = \alpha + \gamma.$$

На практиці зближення меридіанів відіграє важливу роль, тому що завдяки цьому можна переходити від азимутів до дирекційних кутів і навпаки.

### 3.5. Прямий та обернений дирекційні кути і зв'язок між ними

Дирекційний кут лінії  $MN$  називається прямим, а лінії  $NM$  – оберненим.

З рис. 3.5 випливає, що прямий дирекційний кут відрізняється від оберненого на  $180^0$ .

Якщо відомі дирекційні кути двох суміжних ліній (рис. 16), то можна вирахувати кут  $\beta = \alpha_{од} - \alpha_{об}$ , а також:  $\alpha_{об} = \alpha_{од} - \beta$ ;  $\alpha_{од} = \alpha_{об} + \beta$

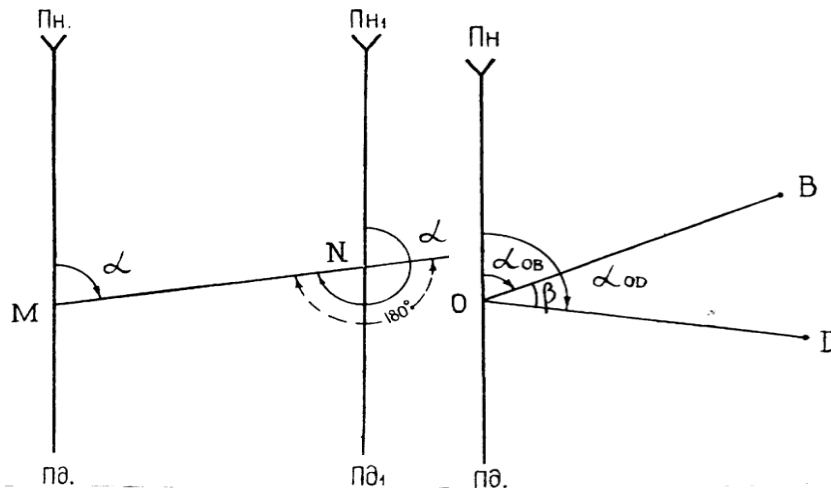


Рис. 3.5.

Рис. 3.6.

### 3.6. Поняття про румби

Азимути і дирекційні кути можуть мати значення від  $0^0$  до  $360^0$ , але при обчисленнях, коли вони більші за  $90^0$ , необхідно приводити їх до гострих кутів (до кутів в першій чверті), тому в геодезії часто саме орієнтування ліній проводиться тільки гострими кутами. Це досягається тим, що кути орієнтування відраховують не обов'язково від північного напрямку меридіана, а від будь-якого найближчого його напрямку і збільшення їх приймається як за годинниковою стрілкою, так і проти неї. Кут, утворений цією лінією з найближчим напрямом осьового меридіана (або лінії паралельної осьовому меридіану), називається румбом (рис. 3.7).

Назва напрямку лінії, яка проходить всередині якої-небудь чверті, складається з назв двох напрямів, які відділяють цю чверть, при цьому першим називається назва відповідного напрямку меридіана (Північ або Південь), а потім лінії Схід - Захід.

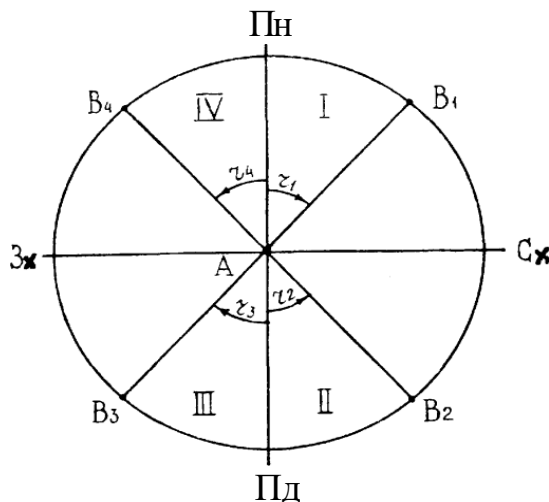


Рис. 3.7

- I. Північний схід ..... ПнСх
- II. Південний схід .... ПдСх
- III. Південний захід ... ПдЗх
- IV. Північний захід .... ПнЗх

Величина румба обов'язково повинна супроводжуватись назвою відповідного напрямку. Назва румба і його величина пишуться разом. **Наприклад:**  $r = \text{ПнСх}: 21^{\circ}30'$ .

Румби бувають прямі і обернені (рис. 3.8). Прямий і обернений румби рівні за величиною, але протилежні за напрямом. Румб більше  $90^{\circ}$  не буває.

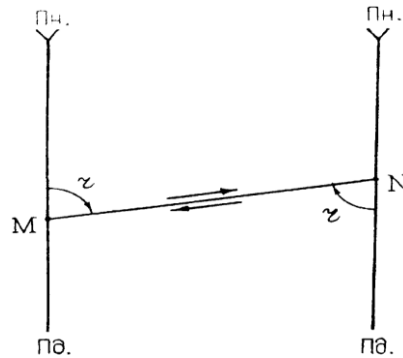


Рис. 3.8

### 3.7. Зв'язок дирекційних кутів та азимутів з румбами

Зв'язок дирекційних кутів та азимутів з румбами можна установити, користуючись табл. 3.1. та рис. 3.9.

Таблиця 3.1.

Значення румбів та дирекційних кутів

№ і назва чверті	За дирекційним кутом румб	За румбом дирекційний кут
I ПнСх	$r = \alpha$	$\alpha = r$
II ПдСх	$r = 180^{\circ} - \alpha$	$\alpha = 180^{\circ} - r$
III ПдЗх	$r = \alpha - 180^{\circ}$	$\alpha = r + 180^{\circ}$
IV ПнЗх	$r = 360^{\circ} - \alpha$	$\alpha = 360^{\circ} - r$

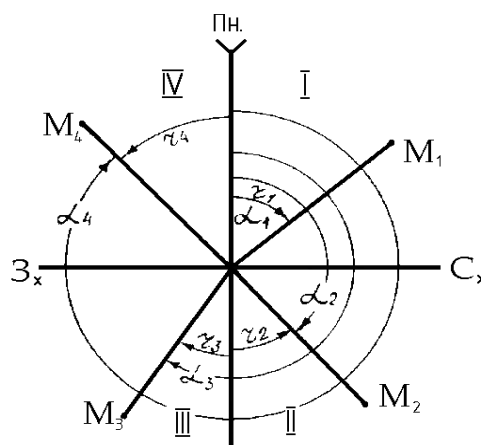


Рис. 3.9

### 3.8. Поняття про земний магнетизм. Властивість магнітної стрілки. Магнітний азимут.

Магнітні полюси на земній кулі не збігаються з географічними. Вільно підвішена магнітна стрілка одним кінцем завжди спрямовується до



північного магнітного полюса, а другим – до південного. Центри зосередження магнетизму стрілки знаходяться на її кінцях у точках  $N$  і  $S$  (рис. 3.10). Ці точки називаються магнітними полюсами стрілки, а лінія, що з'єднує магнітні полюси стрілки, називається магнітною віссю стрілки. Магнітна вісь стрілки в кожній точці на земній поверхні збігається з дотичною до магнітного меридіана в цій точці, проєкцію якої приймають за магнітний меридіан.

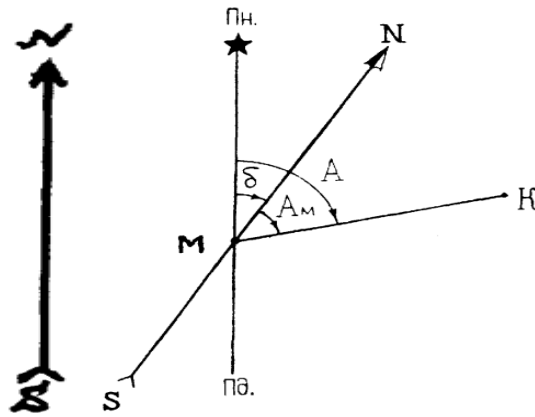


Рис. 3.10.

Через те, що географічні полюси Землі не збігаються з її магнітними полюсами, географічний меридіан не збігається з магнітним.

Кут  $\delta$  (рис. 3.10), на який відхиляється магнітна вісь стрілки від географічного меридіана, називається **схиленням магнітної стрілки**. Якщо північний кінець стрілки відхиляється від географічного меридіана направо, тобто на схід, то схилення називається східним і супроводжується знаком плюс, а якщо наліво, тобто на захід, то схилення називається західним і супроводжується знаком мінус.

**Магнітним азимутом** називається кут  $A_M$ , утворений північним напрямом магнітного меридіана і напрямом на певну точку. Магнітний азимут відраховують від північного напрямку магнітного меридіана за ходом годинникової стрілки.

### 3.9. Зв'язок між азимутом, магнітним азимутом і дирекційним кутом

На топографічних картах прийнято позначати (рис. 3.11):

Перехід від магнітного азимута до азимута і дирекційного кута (рис. 3.12) виконують за формулами:

$$A = A_M + \delta$$

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

$$\alpha = A_M + (\delta - \gamma)$$

Величина  $(\delta - \gamma)$  називається поправкою в напрям. Величини  $\gamma$  і  $\delta$  можуть бути додатними або від'ємними. Тому у наведених формулах необхідно враховувати їх знаки.

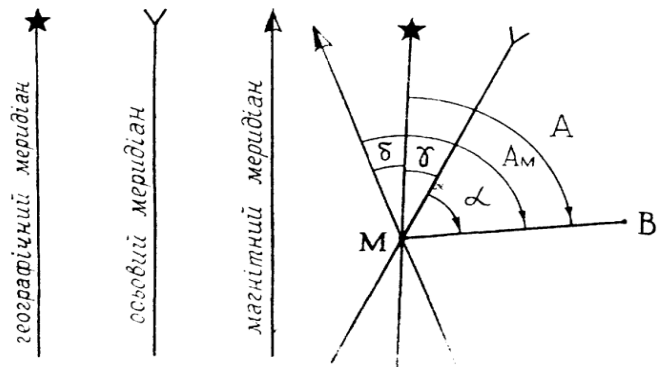


Рис. 3.11.

Рис. 3.12.

### 3.10. Бусоль

Для визначення магнітних азимутів ліній на місцевості застосовується бусоль (рис. 3.13), яка складається з таких частин: металевої коробки 5, закритої зверху склом, гострого шпильки 6, встановленого в центрі коробки; магнітної стрілки 3, яка вільно обертається на шпильці 6 і бусольного кільця (лімба) 2, на якому нанесені поділки через  $30'$  або  $1^{\circ}$ . Поділки на кільці бусолі підписують через  $10^{\circ}$ . Підписи поділок збільшуються від  $0^{\circ}$  до  $360^{\circ}$  проти ходу годинникової стрілки. Для зменшення тертя магнітної стрілки при обертанні на шпильці 6 посередині стрілки встановлюється добре відшліфований камінь – агат 1. Стрілку бусолі закріплюють за допомогою аретира 4.

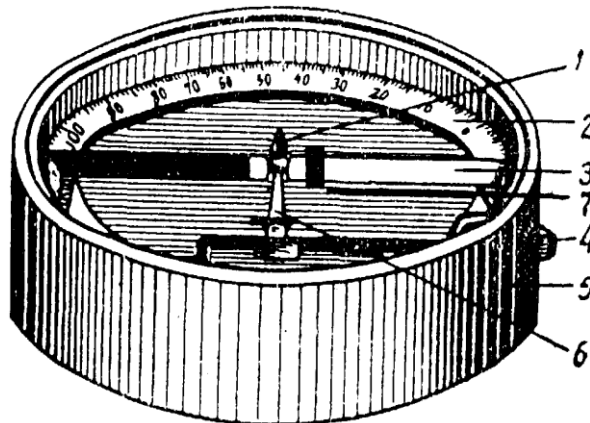


Рис. 3.13

Сьогодні при виконанні геодезичних робіт бусоль застосовується головним чином як допоміжний прилад.

#### *Перевірки бусолі*

1. Стрілка бусолі повинна бути достатньо намагніченою.

Для перевірки цієї умови звільняють за допомогою аретира стрілку бусолі і, коли вона заспокоїться, ведуть відлік за кінцем стрілки. Підносять до стрілки будь-який залізний предмет, відводять його вбік і, дочекавшись поки вона заспокоїться, беруть відлік на тому ж кінці стрілки. Якщо відліки не збігаються, то стрілка недостатньо чутлива і її слід намагнітити.

2. Стрілка бусолі повинна бути урівноваженою.

Стрілка повинна знаходитися в площині кільця бусолі, установленої горизонтально. Якщо один з кінців стрілки трохи піднятий, тоді муфту 7 на південному кінці стрілки пересувають до цілковитого урівноваження стрілки.

3. Центр обертання стрілки повинен збігатися з центром градусного кільця.

Невиконання цієї умови називається ексцентриситетом магнітної стрілки. Для зменшення впливу ексцентриситету на результати вимірювань відліки беруть по двох кінцях стрілки і за остаточне значення беруть середнє.

### **Питання для самостійної роботи:**

1. Який кут називається азимутом?
2. Зв'язок між дирекційним кутом, істинним та магнітним азимутами ліній.
3. Що таке *зближенням меридіанів*?
4. Що таке дирекційний кут?
5. Зв'язок дирекційних кутів та азимутів з румбами.
6. Який кут називається схиленням магнітної стрілки?
7. Який кут називається магнітним азимутом?
8. Назвіть перевірки бусолі.

## ЛЕКЦІЯ 5-7. Тема 4. Топографічні карти та плани

1. Карти, плани та аерознімки.
2. Загально-географічні, топографічні і тематичні карти.
3. Міжнародне розграфлення і номенклатура аркушів карти масштабу 1:1000000.
4. Номенклатура і розміри аркушів топографічних карт.
5. Квадратне розграфлення планів.
6. Сітка географічних координат.
7. Сітка прямокутних координат.
8. Сітка прямокутних координат на межі зон.
9. Загальні вимоги до зображення місцевості на топокартах.
10. Умовні знаки топографічних карт та їх класифікація.
11. Умовні знаки населених пунктів і промислових об'єктів.
12. Умовні знаки доріг, ліній зв'язку і ліній електропередач.
13. Гідрографія і гідротехнічні споруди.
14. Умовні знаки кордонів, огорож і орієнтирів.
15. Умовні знаки сільськогосподарських угідь і ґрунтово-рослинного покриття.
16. Рельєф місцевості і його форми.
17. Зображення рельєфу горизонталями.
18. Висота перерізу рельєфу.
19. Визначення стрімкості і форми схилів за горизонталями.
20. Графік закладень.
21. Написи на топографічних картах.
22. Розв'язування задач на топографічних картах.
23. Зарамкове оформлення карти.
24. Орієнтування на місцевості за допомогою карт

*Література: Грабовий В.М. Геодезія: навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (с. 28-57)*

### 4.1. Карти, плани та аерознімок

**Картою** називається зменшене і узагальнене зображення всієї або окремої частини земної поверхні у вибраній проєкції на площині в умовних знаках.

**Планом** називається подібне і зменшене зображення невеликих ділянок земної поверхні ( $\approx 40 \text{ км}^2$ ), на яких сферичну поверхню Землі можна вважати площиною.

**Аерознімок.** На аерознімку, одержаному з літака, відображаються ріки, дороги, будинки тощо, але, незважаючи на це, аерознімок - не план місцевості, тому що в різних напрямках має різний масштаб ( $a_1b_1 > ab$ ;  $b_1c_1 > bc$ ;  $c_1a_1 > ca$ ) (рис. 4.1).

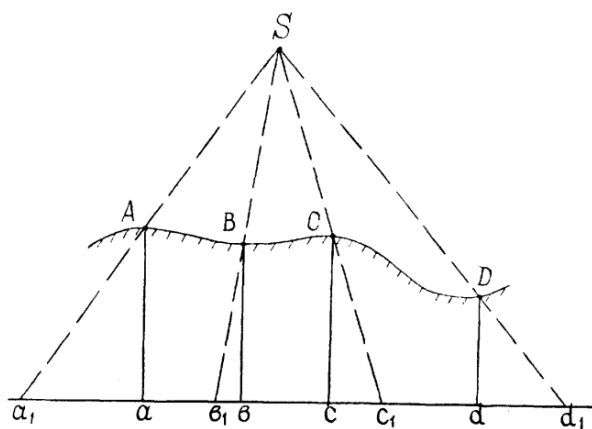


Рис. 4.1

**Аерознімок** – це центральна проєкція, її центром є центр об'єктива аерофотоапарата.

#### 4.2. Загальногеографічні, топографічні і тематичні карти

Географічні карти за своїм призначенням, масштабом і змістом поділяють на загально-географічні і тематичні.

На загально-географічних картах зображують як фізико-географічні елементи місцевості у вигляді рельєфу, гідрографії, ґрунтово-рослинного покриття, так і соціально-економічні елементи: населені пункти, кордони, дороги тощо.

До тематичних карт відносяться:

1. Карти, на яких один із елементів загально-географічної карти (наприклад, рельєф) зображують особливо повно і детально порівняно з іншими елементами, частина яких може бути навіть пропущена.

2. Карти, на яких усі елементи загально-географічної карти зображені не повно і спрощено, але додатково нанесені дані, які характеризують, наприклад, клімат, ґрунти, рослинність або будь-які економічні відомості.

Загально-географічні карти масштабу 1:1000000 і більших масштабів називають **топографічними**.

Карти масштабу 1:1000000 і 1:500000 називаються **оглядово-топографічними**. За масштабом топографічні карти поділяють на:

- великомасштабні (1:2000, 1:5000, 1:10000);
- середньомасштабні (1:25000, 1:50000, 1:100000);
- дрібномасштабні (1:200000, 1:500000, 1:1000000).

#### 4.3. Міжнародне розграфлення і номенклатура аркушів карти масштабу 1:1 000 000

В основі номенклатури топографічних карт усіх масштабів лежить номенклатура карти масштабу 1:1000000, її називають **Міжнародною картою світу**.

Поверхню землі поділяють меридіанами на смуги, які проводяться за довготою через  $6^{\circ}$ . Ці смуги називають колонами. Початок відліку колон-меридіан з довготою  $180^{\circ}$  і нумерація їх збільшується із заходу на схід від 1

до 60. Крім цього, поверхню Землі поділяють на ряди паралелями через  $4^{\circ}$  за широтою, починаючи від екватора, в обидві сторони. Кожний ряд позначають великою літерою латинської азбуки від А до V.

Номенклатура окремих аркушів складається з літери ряду і номера колони. Наприклад N-37 (рис. 4.2). Це означає, що цей аркуш карти знаходиться в ряду N і в 37 колоні. Система позначення окремих аркушів карт називається номенклатурою карт, а поділ аркуша карти одного масштабу на аркуші карти більш великого масштабу називається розграфленням топографічних карт.

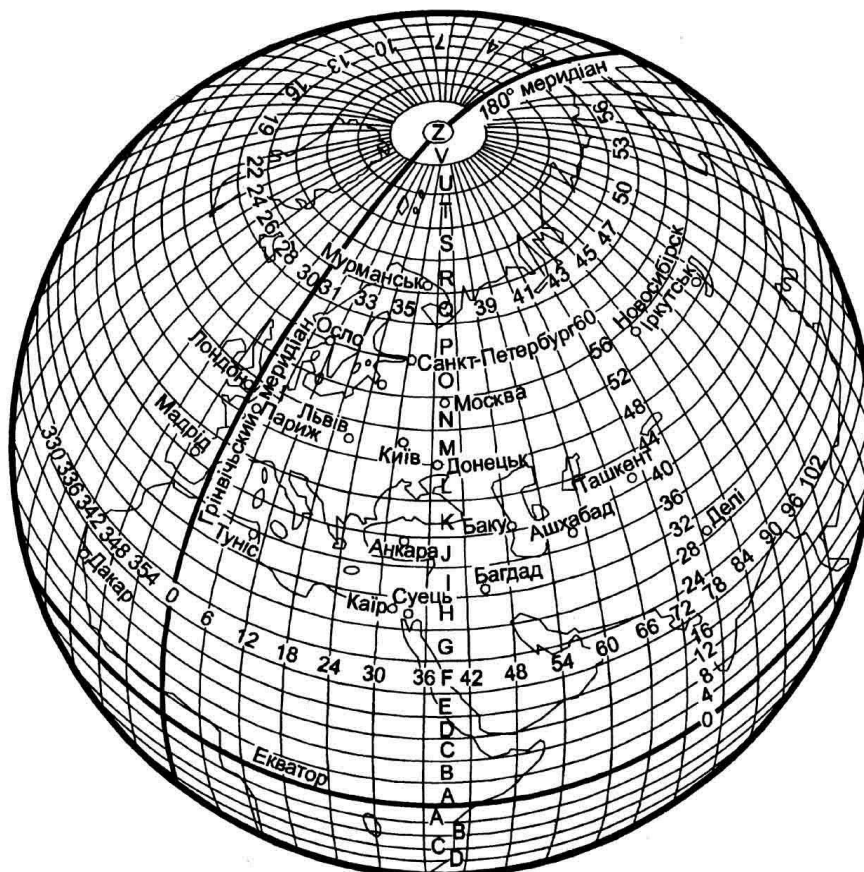


Рис. 4.2. Схема розграфлення поверхні земної кулі на окремі аркуші карти масштабу 1:1 000 000

#### 4.4. Номенклатура і розміри аркушів топографічних карт

При переході до аркушів карт більш великих масштабів поділ аркуша карти масштабу 1:1000000 здійснюється в такій послідовності:

Аркуш карти масштабу 1:500000 одержують діленням аркуша карти масштабу 1:1000000 на 4 частини, і кожна частина позначається великими літерами А, Б, В, Г (рис. 4.3). Розміри аркуша карти  $2^{\circ}$  за широтою і 30 за довготою. Номенклатура аркуша карти складається з номенклатури аркуша карти 1:1000000 і літери аркуша карти масштабу 1:500000. N-37-A.

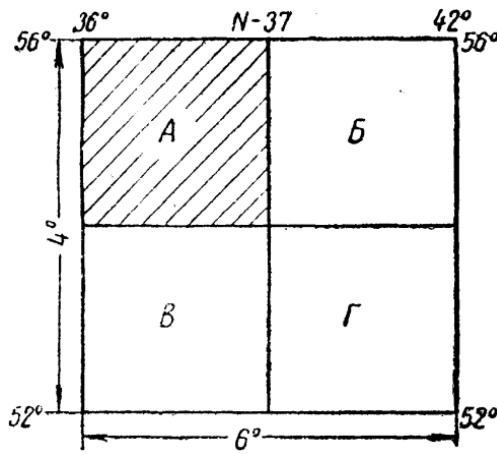


Рис. 4.3

Аркуш карти масштабу 1:200000 одержують діленням аркуша карти масштабу 1:1000000 на 36 частин, кожна частина позначається римськими цифрами від I до XXXVI (рис. 4.4). Номенклатура аркуша складається з номенклатури аркуша карти 1:1000000 і номера аркуша карти масштабу 1:200000 *N-37-IX*. Розміри аркуша карти за широтою  $0^{\circ}40'$  і довготою  $1^{\circ}$ . Аркуш карти масштабу 1:100000 одержують діленням аркуша карти масштабу 1:1000000 на 144 частини (рис. 4.5). Кожна частина нумерується порядковим номером від 1 до 144. Номенклатура аркуша карти масштабу 1:100000 складається з номенклатури аркуша масштабу 1:1000000 і номера аркуша карти 1:100000 *N-37-2*. Розміри аркуша карти за широтою  $20'$  і за довготою  $30'$ .

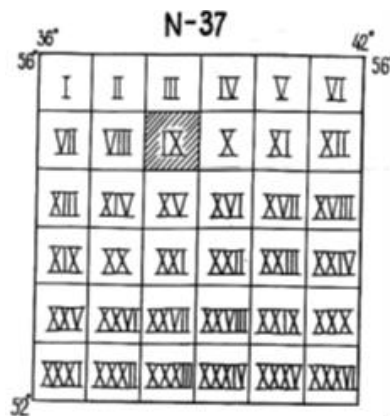


Рис. 4.4



Рис. 4.5.

Аркуш карти масштабу 1:50000 одержують діленням аркуша карти масштабу 1:100000 на 4 частини (рис. 4.6). Кожна частина позначається великими літерами **А, Б, В, Г**. Номенклатура аркуша карти масштабу 1:50000 складається з номенклатури аркуша карти масштабу 1:100000 і літери аркуша карти масштабу 1:50000 *N-37-2-Б*. Розміри аркуша карти за широтою  $10'$  і за довготою  $15'$ .

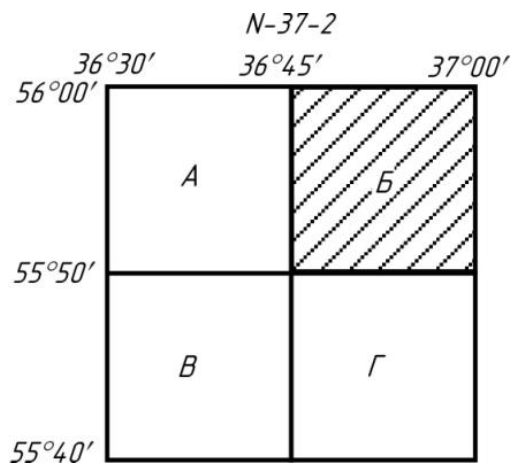


Рис. 4.6

Аркуш карти масштабу 1:25000 одержують діленням аркуша карти масштабу 1:50000 на 4 частини (рис. 4.7). Кожна частина позначається літерами **а, б, в, г**. Номенклатура аркуша карти масштабу 1:25000 складається з номенклатури карти масштабу 1:50000 і літери аркуша карти масштабу 1:25000 **Н-37-2-Б-а**. Розміри аркуша карти за широтою 5' і за довготою 7'30".

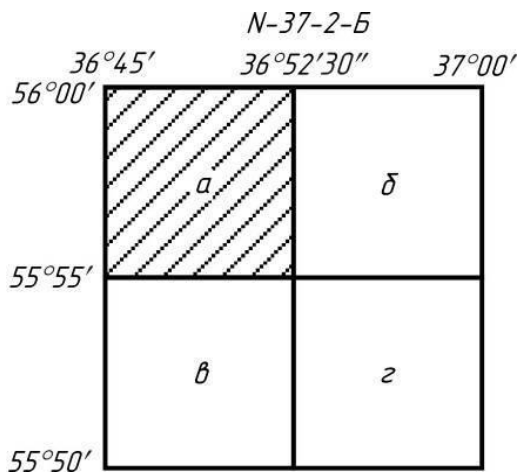


Рис.4.7

Аркуш карти масштабу 1:10000 одержують діленням аркуша карти масштабу 1:25000 на 4 частини. Кожна частина нумерується порядковим номером **1, 2, 3, 4** (рис. 4.8). Номенклатура аркуша карти масштабу 1:10000 складається з номенклатури аркуша карти масштабу 1:25000 і відповідного номера аркуша карти масштабу 1:10000. **Н-37-2-Б-а-4**. Розміри аркуша карти за широтою 2'30" і за довготою 3'45".



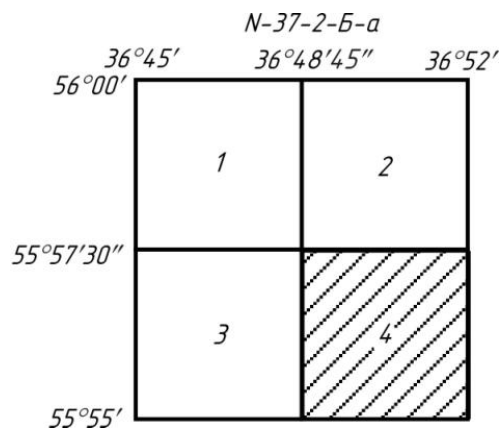


Рис. 4.8

Для утворення номенклатури карти масштабу 1:5000 за основу беруть аркуш карти масштабу 1:100000, який ділять на 256 (рис. 4.9). Номенклатура аркуша карти масштабу 1:5000 складається з номенклатури аркуша карти масштабу 1:100000 і відповідного номера від **1 до 256** аркуша карти масштабу 1:5000, який підписується в дужках. Наприклад, N-37-2-(60). Розміри аркуша карти за широтою 1'15" і за довготою 1'52,5".

N-37-2																
36°30'																37°00'
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	56°00'
17															32	
33															48	
49											60				64	
65															80	
81															96	
97															112	
113															128	
129															144	
145															160	
161															176	
177															192	
193															208	
209															224	
225															240	
241	242	243	244	245	246	247	248	249	250	251	252	253	254	255	256	55°40'

Рис. 4.9

Аркуш карти масштабу 1:2000 одержують діленням аркуша карти масштабу 1:5000 на 9 частин (рис. 4.10). Кожна частина позначається малими літерами **а, б, в, г, д, є, ж, з, і**. Номенклатура аркуша карти масштабу 1:2000 складається з номенклатури аркуша масштабу 1:5000 і відповідної літери аркуша карти масштабу 1:2000, які підписують в дужках **N-37-2-(60-з)**. Розміри аркуша карти за широтою 25" і за довготою 37,5".

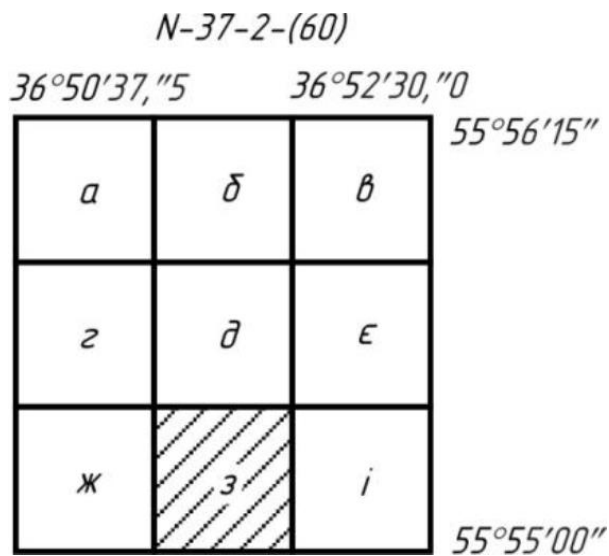


Рис. 4.10

#### 4.5. Квадратне розграфлення планів

Розграфлення планів масштабу 1:5000 і більших масштабів можна складати на планшеті в квадратному розграфленні. В цьому випадку за основу приймають планшет масштабу 1:5000 з розмірами рамок 40 x 40 см і кожний квадрат нумерують арабськими цифрами (рис. 4.11). Наприклад, 15.

Аркуш плану масштабу 1:2000 одержують діленням аркуша плану масштабу 1:5000 на 4 частини. Кожна частина позначається великими літерами азбуки **А, Б, В, Г**. (рис. 4.11.) Номенклатура складається з номера квадрата аркуша плану масштабу 1:5000 і відповідної літери аркуша плану масштабу 1:2000. Наприклад, **15-Г**. Розміри квадрата 50 x 50 см.

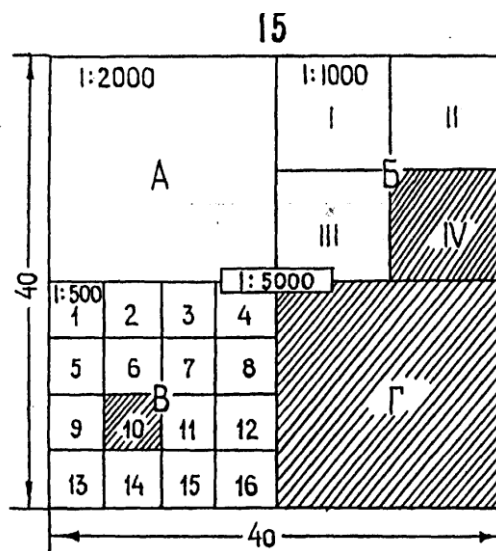


Рис. 4.11

Аркуш плану масштабу 1:1000 одержують діленням аркуша плану масштабу 1:2000 на 4 частини. Кожна частина нумерується римськими цифрами від **1 до IV** (рис. 4.11). Номенклатура складається з номенклатури аркуша плану масштабу 1:2000 і відповідного номера аркуша плану масштабу 1:1000. Наприклад, **15-Б-IV**. Розміри квадрата 50 x 50 см.

Аркуш плану масштабу 1:500 одержують діленням аркуша плану масштабу 1:2000 на 16 частин. Кожна частина нумерується арабськими цифрами від 1 до 16 (рис. 4.11). Номенклатура складається з номенклатури аркуша плану масштабу 1:2000 і відповідного номера аркуша плану масштабу 1:500. Наприклад, **15-B-10**. Розміри аркуша плану 50 x 50 см.

#### 4.6. Сітка географічних координат

Кожний аркуш топографічної карти обмежений із заходу і сходу меридіанами, а з півночі і півдня – паралелями. Щоб за допомогою карти можна було визначити географічні координати зображених на ній предметів і контурів місцевості, на карту наносять градусну рамку. Східна і західна сторони рамки поділені на мінуси широти, а північна і південна – на мінуси довготи.

Крім цього, кожна мінута поділена крапками на інтервали, які відповідають 10". З'єднавши прямими відповідні точки на протилежних сторонах рамки 3 (рис. 4.12), можна одержати картографічну сітку – паралелі і меридіани через кожну мінуту або через кожні 10" широти і довготи на всій площі карти.

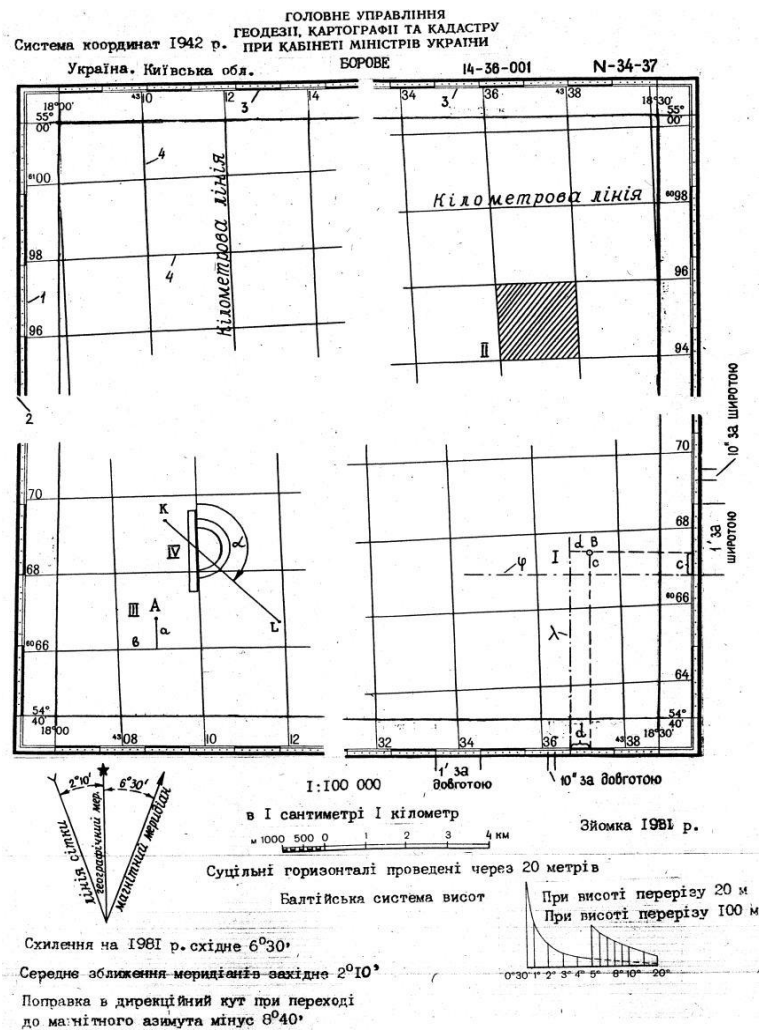


Рис. 4.12

Для графічного визначення за допомогою карти довготи якої-небудь точки необхідно провести через цю точку меридіан так, щоб він перетинав однойменні поділки мінут (або відповідні частини однойменних поділок) на північній і південній сторонах рамок і відрахувати число поділок між точкою перетину і кутом рамки (рис. 4.12.І):

$$\lambda_B = \lambda_n + d = 18^{\circ}28'29''$$

Аналогічно визначають на східній або західній сторонах рамки карти широту точки:  $\varphi_B = \varphi_n + c = 54^{\circ}42'19''$

#### 4.7. Сітка прямокутних координат

Щоб за допомогою карти можна було визначати і вказувати місце знаходження будь-якої точки місцевості, аркуші топографічних карт видаються з нанесеною на них сіткою прямокутних координат. Ця сітка є системою взаємно перпендикулярних ліній, паралельних прийнятим осям прямокутних координат.

Кожну зону поділяють на дві рівні частини: вздовж – середнім, так званим осьовим меридіаном, а впоперек – екватором. Якщо прийняти осьовий меридіан і екватор за осі, а точку їх перетину за початок координат, то можна визначити прямокутні координати будь-якої точки в межах цієї зони. Для зручності визначення координат у межах зони через рівні проміжки проводять прямі паралельні до осей координат. Система таких прямих утворює сітку прямокутних координат на карті. В зв'язку з тим, що лінії, які утворюють сітку, знаходяться на віддалі одна від одної на ціле число кілометрів, їх називають кілометровими лініями, а саму сітку – кілометровою сіткою. Значення абсцис, тобто горизонтальних кілометрових ліній, означають віддаль цієї кілометрової лінії від екватора. На північ від екватора всі абсциси додатні, а на південь – від'ємні. За загальним правилом ординати точок, розташованих на захід від осьового меридіана, слід було б підписувати з знаком мінус, а на схід – із знаком плюс. Щоб мати справу тільки з додатними ординатами і уникнути необхідності супроводжувати ординати знаками плюс і мінус, ординату осьового меридіана беруть рівну не 0, а 500 км, тоді ординати всіх точок, які знаходяться на захід від осьового меридіана, будуть мати значення менші 500 км, а ординати точок, які знаходяться на схід від осьового меридіана, будуть мати значення більше 500 км. Наприклад, точка А і В (рис. 4.13) знаходяться на однаковій віддалі від осьового меридіана на 142 км, точка А на схід, а точка В на захід, їх ординати будуть:  $Y_A = 642$  км,  $Y_B = 358$  км.

Щоб за підписаними ординатами можна було визначити, у якій зоні знаходиться точка до значення ординати, зліва від неї дописують номер зони.

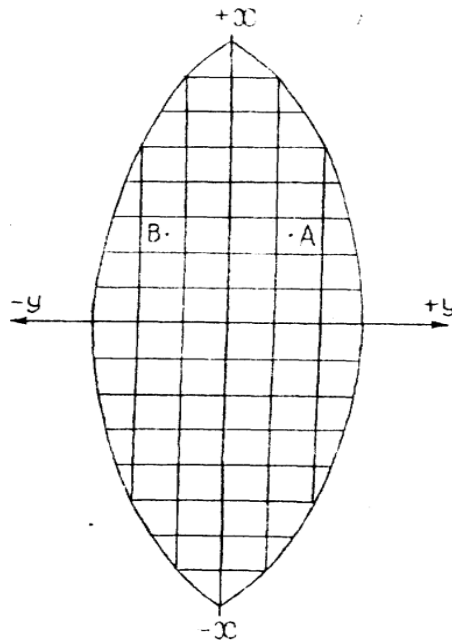


Рис.4.13

Наприклад:  $Y_A = 7642$  км  $Y_B = 7358$  км. Кілометрові лінії, що утворюють сітку координат, підписують біля виходу їх за рамку (рис. 4.12). Якщо необхідно приблизно вказати координати якої-небудь точки місцевості, тоді досить назвати квадрат кілометрової сітки, у якому вона знаходиться. В цьому випадку прийнято задавати скорочені координати, тобто дві останні цифри підпису південно-західного кута квадрата 94–36 (рис. 4.12.ІІ). Спочатку називають значення “X”, а потім “Y”. Якщо необхідно більш точно визначити координати якої-небудь точки місцевості, то з цієї точки опускають перпендикуляри на південну і західну сторони квадрата (рис.4.12.ІІІ) і в масштабі карти визначають довжини цих перпендикулярів, а одержані величини додають відповідно до абсциси і ординати південної і західної сторін квадрата:  $X_A = X_n + a$ ,  $Y_A = Y_n + b$ .

#### 4.8. Сітка прямокутних координат на межі зон

У межах кожної зони прямокутних координат усі вертикальні кілометрові лінії паралельні до осьового меридіана, але всі осьові меридіани різних зон не паралельні між собою, тому що вони сходяться на полюсах, отже, на стиках зон кілометрові лінії однієї зони розташовуються під певним кутом до кілометрових ліній суміжної зони. Це створює незручності при користуванні сусідніми аркушами карти. Щоб позбутись цих незручностей, на аркуші карти, яка прилягає до межового меридіана між зонами, крім основної кілометрової сітки наносять виходи допоміжної кілометрової сітки суміжної зони. Виходи кілометрової сітки суміжної зони наносять на схід і на захід від межового меридіана в межах смуги шириною  $2^0$ . Виходи і підписи допоміжної сітки наносять за зовнішньою рамкою (рис. 4.14). По цих виходах можна побудувати саму сітку координат, якщо потрібно користуватись єдиною системою координат.

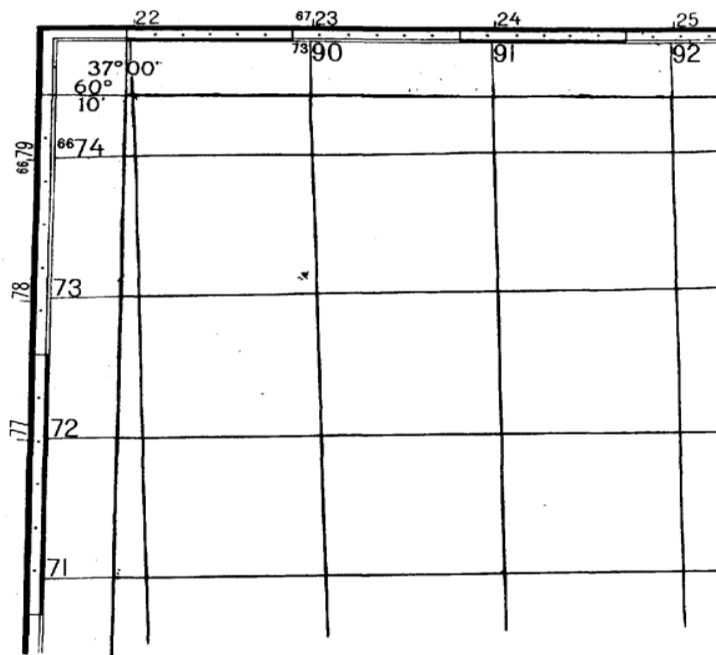


Рис. 4.14

#### 4.9. Загальні вимоги до зображення місцевості на топокартах

1. Карта повинна бути точною.
2. Карта повинна бути наочною і зрозумілою, тобто читабельною.
3. Умовні знаки повинні бути однаковими і обов'язковими для всіх відомств, які займаються складанням карт.
4. Карта повинна відображувати дійсну картину місцевості.
5. Необхідно правильно узагальнювати карту (генералізувати).

#### 4.10. Умовні знаки топографічних карт та їх класифікація

На топографічних картах зображують гідрографію (ріки, моря, озера тощо), елементи ґрунтового - рослинного покриття (ліси, сади, піски, болота), населені пункти, дороги, адміністративні межі, засоби зв'язку, окремі орієнтири і ін. Як бачимо, навантаження топографічної карти дуже складне і різноманітне, але, незважаючи на це, карта повинна бути наочною і зрозумілою, щоб вона безпомилково читалась.

Читати карту – означає розуміти, що являє собою на місцевості кожний знак, контур, кожна лінія, позначена на карті, до чого відносяться географічні назви, що означають числові скорочені пояснювальні словесні написи.

Читабельність карти досягається за допомогою зображення ситуації місцевості умовними знаками.

Умовні знаки повинні добре запам'ятовуватись і чітко читатися, за своїм обрисом, виглядом у перспективі або зверху нагадувати місцеві предмети. Предмети, які за точністю масштабу в масштабі карти не зображуються, але мають важливе значення, зображують на картах збільшеними умовними знаками порівняно з їх дійсними розмірами.

Щоб у всіх відомствах, які займаються топографічними роботами, умовні знаки були однакові, існують спеціальні таблиці умовних знаків.

*Умовні знаки поділяють на:*

1. Контурні.
2. Позамасштабні.
3. Лінійні.
4. Площадні.
5. Пояснювальні.

Якщо зображення на карті якого-небудь контуру або предмета подібне до його обрису на місцевості, то таке зображення називається **контурним** умовним знаком (межі об'єктів, межі сільськогосподарських угідь).

Якщо розміри предметів малі, тобто вони не можуть бути зображені в масштабі карти (геодезичні знаки, криниці, кілометрові стовпи і т. д.), але вони мають значення орієнтирів, то їх зображують без збереження масштабу – **позамасштабними** умовними знаками. Позамасштабні знаки орієнтують на карті за сторонами світу.

Умовні знаки для характеристик сільськогосподарських угідь, трав'яної або іншої рослинності, а також боліт, солончаків, пісків і т. д. називаються **площадними** умовними знаками.

Умовні знаки предметів лінійного протягу (дороги, лінії зв'язку та ін.), довжина яких зображується в масштабі карти, а ширина здебільшого зображується збільшено – називаються **лінійними** умовними знаками.

**Пояснювальні** умовні знаки – різні підписи, які пояснюють інші умовні знаки – порода лісу, густота, висота, підписи глибин, вантажність мостів і т. д. Крім умовних знаків на карті є підписи назв рік, озер і населених пунктів.

#### **4.11. Умовні знаки населених пунктів і промислових об'єктів**

До населених пунктів відносяться міста, селища міського типу, села, окремі фабрики і заводи – їх зображують на картах по-різному залежно від масштабу карти, числа мешканців, політико-адміністративного значення, характеру планування і забудови.

Так, наприклад, на карті масштабу 1:10000 показують усі будівлі, будинки і споруди з усіма подробицями, які можна зобразити в цьому масштабі.

На картах зображують особливими умовними знаками – радіостанції, трансформаторні будки, споруди, будівлі баштового типу, монументи, братські могили, пам'ятники, церкви і т. д.

Таким чином населені пункти зображують на топографічних картах у вигляді сполучення умовних знаків, кожний з яких означає той чи інший предмет місцевості або її ділянку.

Біля населеного пункту підписують його назву – характер шрифту, розмір літер підпису вказує на тип, адміністративне значення і величину населеного пункту. Крім цього, під назвою населеного пункту сільського типу підписують кількість господарств, якщо в селі знаходиться сільська рада, то біля кількості господарств підписується СР.

Промислові об'єкти залежно від площі, яку вони займають на місцевості, і масштабу карти зображують контурними або позамасштабними умовними знаками.

Біля умовного знака ставлять підпис, який пояснює характер виробництва або вид об'єкта.

#### **4.12. Умовні знаки доріг, ліній зв'язку і ліній електропередач**

Залізниці зображують на карті лінійними умовними знаками з розподілом їх за кількістю і шириною колій (триколійні, двоколійні, одноколійні і вузькоколійні), за станом колій (діючі, дороги, які будуються, покинуті), за видом тяги (електрифіковані і на паровій тязі). Розташовані біля залізниці будинки і споруди (залізничні станції, платформи, будки і т. д.) зображують на картах і супроводжують скороченими пояснювальними написами (Б – будка, ст – станція).

Автогужові дороги – на топографічних картах поділяють на автостради, удосконалені шосе, шосе, профільовані ґрунтові дороги, путівці, польові і лісові дороги, зимові дороги, гаті, греблі, в'ючні і пішохідні стежки.

На дорогах, зображених у дві лінії, підписується їх ширина в метрах. На усіх дорогах зображують мости відповідно до їх розмірів, конструкції і матеріалу, з якого вони збудовані, а біля найбільш важливих підписують довжину і вантажопідйомність у тоннах. На всіх дорогах показують матеріал покриття, ширину покриття і ширину всієї дороги.

Лінії зв'язку: телеграфні, телефонні і радіотрансляційні – зображують на картах одним умовним знаком. Лінії зв'язку, які проходять паралельно до залізниць і шосейних доріг, а також ті, які проходять усередині населених пунктів, на картах не зображують.

Підземний та підводний кабелі зображують особливим умовним знаком.

Лінії електропередач зображують скрізь, крім населених пунктів.

#### **4.13. Гідрографія і гідротехнічні споруди**

Береговою лінією моря, озер і ставків вважається лінія, яка відповідає середньому рівню води. Береговою лінією рік вважається лінія рівня води в межень (середній стійкий рівень води протягом літа). Якщо на морському узбережжі спостерігаються припливи і відпливи, то береговою лінією вважається лінія води під час припливу. На картах залежно від усіх масштабів канали і каналізовані ріки зображуються двома або однією лініями.

Ширину і глибину рік, зображених на картах двома лініями, підписують у вигляді дробу в місцях, зручних для з'їзду і переправ. У чисельнику пишуть ширину ріки з точністю до 1 м, а у знаменнику глибину у цьому місці з точністю до 0,1 м. Напрями течій рік показують стрілками, у розриві яких пишуть середню швидкість течії м/сек з точністю 0,1 м. Щоб відрізнити на картах судноплавну ріку від несудноплавної, потрібно звернути увагу на шрифт, яким підписана назва ріки. Назви судноплавних рік підписують великими літерами. На карті наносять переправи, пороги, броди, пристані, греблі, шлюзи, гідроелектростанції, млини, маяки, буї, бакени, знаки берегової річкової сигналізації, водопади, пороги, перекати і т. д.



#### **4.14. Умовні знаки кордонів, огорож і орієнтирів**

На топографічних картах показують державні кордони, кордони автономних республік, країв і областей, кордони національних округів, а також кордони державних заповідників.

На великомасштабних картах показують міські межі і межі сільських рад. Якщо кордон не збігається з яким-небудь контуром, зображеним своїм умовним знаком, то на карті його зображують іншим умовним знаком.

Якщо кордон проходить уздовж ріки, каналу, дороги і т. п., то умовний знак кордону показують у місцях різких поворотів цих контурів і між поворотами через 4–5 см групами з 4–5 ланок, щоб можна було простежити положення кордону на карті.

Огорожі бувають кам'яні, цегляні, глинобитні, дерев'яні, плоти, штучні вали – їх на топографічних картах зображують своїми умовними знаками. Паркани, плоти показують переважно за межами населених пунктів. Усі інші огорожі в межах населених пунктів, показують тільки ті, які відділяють подвір'я від вулиць, провулків і майданів.

Предмети, які допомагають орієнтуватись на місцевості, називаються орієнтирами. До орієнтирів відносяться дороговкази, кілометрові стовпи, вітряки, окремі дерева, ями, кургани і т. д.

Їх зображують позамасштабними умовними знаками.

#### **4.15. Умовні знаки сільськогосподарських угідь і ґрунтово-рослинного покриття**

Сільськогосподарські угіддя – рілля, городи, теплиці, сади, виноградники зображують своїми умовними знаками.

Ліси, чагарники, лісонасадження, ділянки вирубаного лісу, лісорозсадники зображують своїми умовними знаками. При зображенні на картах лісів і рідколісся породи дерев показують умовними знаками і підписами. Якщо будь-яка порода складає 80%, то ставлять знак цієї породи, а в іншому випадку ліс показують, як мішаний, і знак переважаючої породи ставлять зліва. Крім цього, ставиться підпис у вигляді дробу – у чисельнику висота лісу в метрах, у знаменнику його товщина в метрах на рівні грудей, а з правої сторони цього дробу підписується віддаль у метрах між деревами.

Ширину лісових просік зображують на карті однією пунктирною лінією, якщо їхня ширина не перевищує 5 м, і двома, якщо просіка ширша 5 м.

Якщо по просіці проходить дорога, то показують тільки дорогу, крім цього показують номери лісових кварталів. Лісосмуги зображують своїм умовним знаком.

Болота на картах зображують за ступенем прохідності і за характером рослинного покриття.

За ступенем прохідності болота поділяють на прохідні, важкопрохідні і непрохідні.

Прохідні болота – глибина до 0,5 м. Важкопрохідні – глибина до 0,8 м з твердим дном.

Непрохідні болота – болота, на яких просування пішохода неможливе.

За характером рослинного покриття болота поділяють на мохові, трав'янисті і осокові.

#### 4.16. Рельєф місцевості і його форми

Рельєф місцевості утворився внаслідок тисячолітньої діяльності різних фізико-географічних умов і являє собою сукупність висот і впадин на земній поверхні різної форми. Для характеристики рельєфу необхідно знати абсолютні висоти точок місцевості, різницю висот, стрімкість схилів.

Висоти називають додатними формами рельєфу, а впадини від'ємними.

Додатні форми рельєфу: гора, горб (пагорб) хребет, сідло (рис. 4.15).

Гора – відокремлена куполоподібна або конусоподібна висота, яка має чітко виражену основу, яку називають подошвою. Найвища точка гори називається вершиною. Бокові поверхні гори називаються схилами.

Горб – невеличка гора висотою до 200 м від подошви. Конусоподібна гора з гострою вершиною називається піком. Гори з плоскими вершинами і крутими схилами називаються столоподібними або столовими горами.

Хребет – висота, витягнута в одному напрямку. Хребет має гребінь або вододіл – лінію, утворену найвищими точками хребта і схилами, – бокові поверхні хребта. Сідло або сідловина – знижена частина вододілу, розташована між двома суміжними вершинами хребта. В горах сідловина часто збігається з перевалами.

Від'ємні форми рельєфу: улоговина, лощина, долина (рис. 4.16).

**Улоговина** – замкнута западина, у якій виділяють дно, стінки і край. Улоговину зі стрімкими стінками часто називають ямою.

**Лощина** – витягнуте жолобоподібне заглиблення, яке знижується в одному напрямку. Залежно від розмірів і характеру схилів називається долиною, балкою, ущелиною, яром, вимоїною (водорій). У лощині розрізняють схили, а на дні лінію, якою стікає вода, її називають лінією водостоку, **водозливу або тальвег**.

**Долина** – це лощина з пологими схилами і слабонахиленим (пологим) дном. Глибока і вузька лощина в горах називається ущелиною, тіщиною (міжгір'я) або каньйоном.

Ущелину із схилами з розсіпчастих порід називають **яром**, а із зарослими схилами – **балкою** (байрак). Невеликий яр з прямовисними схилами з розсіпчастих порід називають **вимоїною**.

Залежно від ступеня стрімкості схилу розрізняють **пологий схил, стрімкий і обривистий**. Дуже стрімкий схил називають **обривом** (круча).

У рівнинній місцевості або на схилах гір лощини зі схилами:

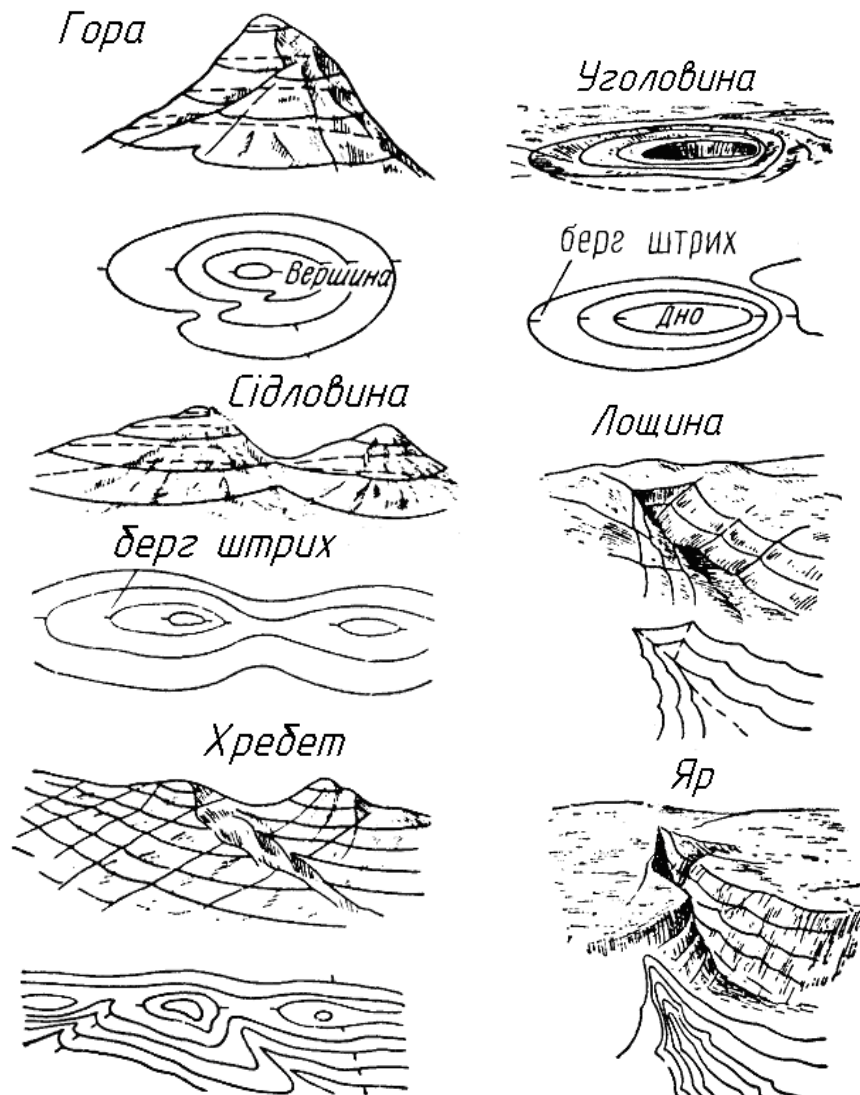


Рис. 4.15

Рис. 4.16

**Тераса** – різкий перехід від стрімкого схилу до пологого, лінію, яка відділяє стрімкий схил від пологого, називають **брівкою**.

Залежно від висоти над рівнем моря, коливання висот і стрімкості схилів місцевість ділять на рівнинну, горбисту і гірську.

**Рівнини** характеризуються невеликим коливанням висоти.

**Горбиста** місцевість – рівнини з горбами до 200 м від підніжжя.

Гори поділяють на:

високі – 2000–3000 м і більше;

середні – 700–2000 м;

низькі – 700–800 м.

#### 4.17. Зображення рельєфу горизонталями

Рельєф місцевості зображують на топографічних картах горизонталями в поєднанні з умовними знаками, які застосовують для окремих його елементів (скелі, вічні сніги, обриви і т. д.) і доповнюються підписами висот деяких точок місцевості.

**Горизонталлю** називається лінія, яка з'єднує точки однакової висоти. Горизонталь можна уявити собі, як лінію, яка утвориться при перетині місцевості рівневими поверхнями різних висот (рис. 4.17).

Горизонталлями зображують рельєф із схилами до  $35^{\circ}$ – $40^{\circ}$ , а далі умовними знаками.

Віддаль між горизонталями змінюється залежно від стрімкості схилу: де схил стрімкіший, там горизонталі розташовуються ближче одна до одної, а там, де схил пологий, горизонталі розташовуються рідше.

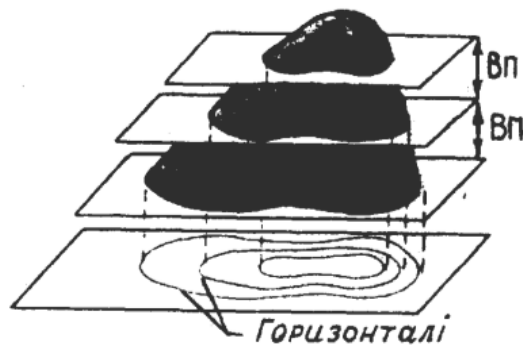


Рис. 4.17

Горб від улоговини відрізняють за спрямованістю бергштрихів (рис. 4.15, 4.16).

#### 4.18. Висота перерізу рельєфу

При зображенні рельєфу горизонталями їх проводять через певні віддалі за висотою для кожного масштабу. Віддаль за висотою між двома рівневими поверхнями називається висотою перерізу рельєфу (рис. 4.3). Висота перерізу рельєфу залежить від призначення і масштабу карти, а також від характеру рельєфу місцевості.

Для сучасних карт встановлені такі основні висоти перерізу рельєфу:

Масштаб: 1:2000 – 0,5 м; 1,0 м; 2,0 м;

1:5000 – 0,5 м; 1,0 м; 2,0 м;

1:10000 – 1,0 м; 2,0 м;

1:25000 – 5,0 м; 10,0 м.

Дрібні, але важливі форми рельєфу, які горизонталями зобразити неможливо, зображують напівгоризонталями, їх проводять на висоті, рівній половині основного перерізу. Для наочності зображення рельєфу і полегшення рахунку горизонталей, залежно від перерізу рельєфу, деякі з них потовщуються згідно з табл. 4.1. Крім цього, на картах підписують висоти деяких горизонталей.

Значення потовщених горизонталей на топографічних картах

Висота перерізу, м	Потовщена горизонталь	Порядковий номер горизонталі
0,5	2,5; 5,0; 7,5; 10,0...	кожна п'ята (кратна 2,5 м)
1,0	5; 10; 15; 20...	кожна п'ята (кратна 5 м)
2,0	10; 20; 30; 40...	кожна п'ята (кратна 10 м)
5,0	25; 50; 75; 100...	кожна п'ята (кратна 25 м)

#### 4.19. Визначення стрімкості і форми схилів за горизонталями

Віддаль між горизонталями на карті характеризує стрімкість схилу - чим частіше горизонталі, тим стрімкіші схили на місцевості. Якщо горизонталі на карті розташовані на однаковій віддалі, то схил має рівномірний спуск (рис. 4.18, а).

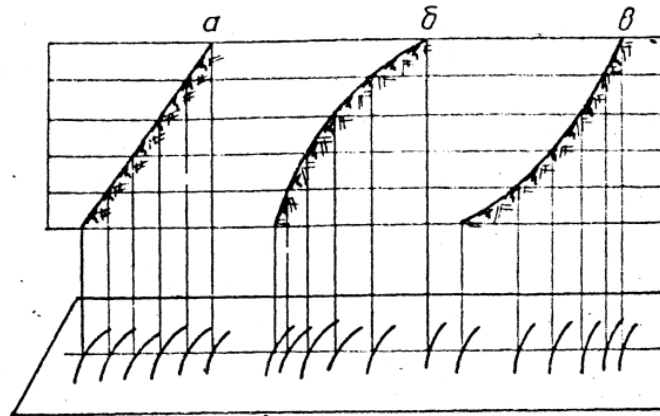


Рис. 4.18

Якщо горизонталі до підосви схилу густішають, то схил випуклий (рис. 4.18, б), а якщо угнутий, тоді горизонталі будуть зверху густіші, а знизу рідші (рис. 4.18, в). За цими властивостями горизонталей визначають форму схилів місцевості на карті. Віддаль між горизонталями на плані називається закладенням.

Закладення характеризує стрімкість схилу. На практиці часто необхідно знати стрімкість схилу в градусах. Стрімкість визначають за горизонталями, використовуючи закладення і відомий переріз рельєфу, користуючись формулою:

$$\operatorname{tg} \nu = \frac{h}{a}$$

де  $h$  – висота основного перерізу рельєфу;

$a$  – закладення, тобто віддаль між горизонталями, яку знімають з карти.

Найменша віддаль між горизонталями - віддаль за перпендикуляром до горизонталей. Цей напрям називають напрямом найбільшої стрімкості.

#### 4.20. Графік закладень

Щоб уникнути підрахунків при визначенні стрімкості схилів, на карті будують графік, який називається графіком закладень (рис. 4.19).

Закладення “а” відкладають у масштабі карти перпендикулярно до основи графіка, на який через рівні відрізки відкладають градуси.

Закладення обчислюють за формулою:

$$a = h \operatorname{ctg} v$$

де  $h$  – величина основного перерізу для даного масштабу відома, а кут  $v$  – щоразу беруть інший –  $0^\circ, 1^\circ, 2^\circ \dots$ . Кінці перпендикулярів з’єднують плавною лінією і одержують графік закладень.

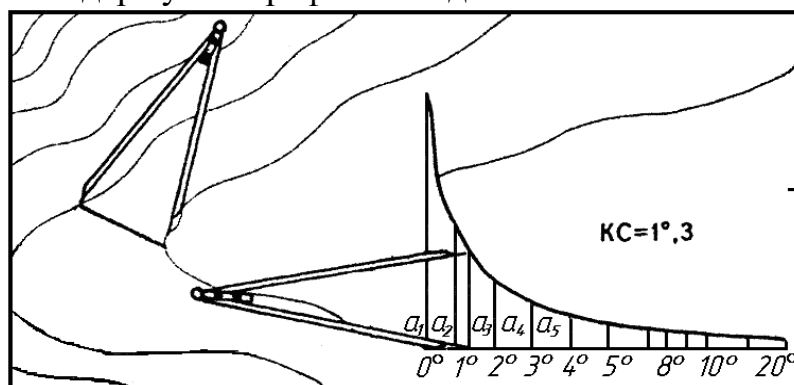


Рис. 4.19

#### 4.21. Написи на топографічних картах

Для доповнення змісту карт застосовують написи. Написи поділяють на три категорії:

1. Написи географічних назв – населених пунктів, рік, гір, тощо.
2. Словесні написи, які пояснюють суть предмета або його особливості (б – будка, мук. – млин, пл. – платформа).
3. Числові написи, які дають додаткові відомості про предмет (відмітки горизонталей, глибини ям, характеристики мостів).

#### 4.22. Розв’язування задач на топографічних картах

Крім визначення географічних і прямокутних координат точок місцевості на топографічних картах можна розв’язувати такі задачі:

##### 4.22.1. Визначення дирекційних кутів напрямків на карті та обчислення азимутів і азимутів магнітних цих напрямів

На карті транспортом вимірюють дирекційний кут  $i$ , користуючись схемою розташування географічного, осьового та магнітного меридіанів і величинами “ $\delta$ ” і “ $\gamma$ ”, за формулами  $A = \alpha + \gamma$  і  $A_m = \alpha - (\delta - \gamma)$  вираховують значення азимутів і азимутів магнітних.

##### 4.22.2. Визначення на карті висоти основного перерізу рельєфу

Висоту основного перерізу рельєфу позначають унизу на кожному аркуші топографічної карти під лінійним масштабом. Але в деколи виникає необхідність визначення висоти основного перерізу рельєфу. В такому

випадку висоту основного перерізу рельєфу можна визначити двома методами: а) за підписами горизонталей; б) за відмітками точок.

а) На карті на одному схилі хребта (рис. 4.20) підписані горизонталі 175 і 150 утворюють різницю цих відміток  $h = 175 - 150 = 25$  м і обчислюють кількість проміжків між горизонталями:  $n = 5$ .

Ділять різницю відміток горизонталей “ $h$ ” на кількість проміжків “ $n$ ” і одержують висоту основного перерізу рельєфу:  $c = \frac{h}{n} = 5$  м;

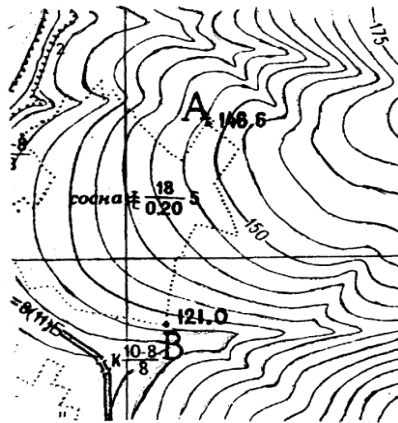


Рис. 4.20

б) Знаходять на карті дві точки, відмітки яких підписані і знаходяться на одному схилі хребта, горба (рис. 4.20, А, В). Віднімають одну відмітку від другої і знаходять різницю відміток цих точок  $h = 25,6$  м. Обчислюють, скільки проміжків знаходиться між суцільними горизонталями цих точок, оцінюючи приблизно частини проміжків, які знаходяться між точкою і горизонталлю,  $n = 5$  і обчислюють висоту основного перерізу рельєфу:

$$c = \frac{h}{n} = \frac{25,6}{5} 5 \text{ м.}$$

#### 4.22.3. Визначення висот точок місцевості за горизонталями

Користуючись картою, часто доводиться визначати абсолютні відмітки яких-небудь точок місцевості.

При розв’язанні цієї задачі може бути два випадки:

а) точка А знаходиться на горизонталі. Тоді висота точки А буде дорівнювати висоті горизонталі. У нашому випадку  $H_A = 150,00$  м.

б) коли точка знаходиться між горизонталями, які мають різні відмітки. Тоді її відмітка визначається методом інтерполювання.

**Наприклад**, необхідно визначити відмітку точки А між горизонталями  $H_1$  і  $H_2$  (рис. 4.21). Проводять лінію через т. А перпендикулярно до горизонталей  $H_1$  і  $H_2$  і визначають перевищення точки А над точкою  $N - \Delta h$  за формулою:  $H_B = H_0 + \frac{a}{d} h$

де  $H_0$  – висота меншої (молодшої) горизонталі, м;

$a$  – відстань по нормалі від меншої горизонталі до точки В, мм;

$d$  – закладення горизонталей, мм;

$h$  – висота перерізу рельєфу, м.

У цьому випадку:

$$H_B = 150,00 + \frac{5}{10} 2,5 = 151,25 \text{ м}$$

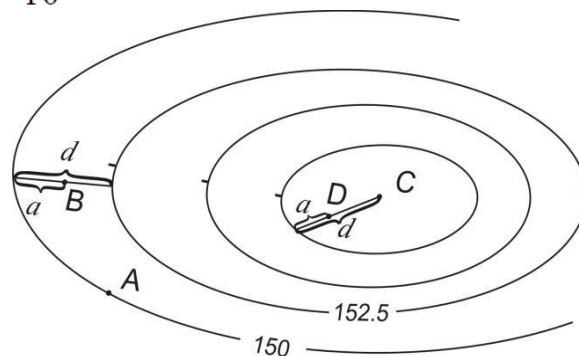


Рис. 4.21

в) точка С знаходиться всередині замкнутої горизонталі або між горизонталями з однаковими висотами. Тоді висота точки С визначається за формулою:

$$H_C = H_T \pm \frac{1}{2} h,$$

де  $H_T$  – висота горизонталі, м

$h$  – висота перерізу рельєфу, м.

Знак «+» ставиться, якщо точка знаходиться всередині підвищення, а знак «-» – якщо всередині пониження.

У нашому випадку:  $H_C = 157,50 + \frac{1}{2} 2,5 = 158,75 \text{ м}$ .

г) точка D знаходиться між відомою відміткою і горизонталлю. У цьому випадку замість висоти перерізу рельєфу  $h$  потрібно підставити перевищення між точкою С і горизонталлю.

$$H_D = H_o + \frac{a}{d} (H_C - H_o) = 157,50 + \frac{4}{9} (158,75 - 157,50) = 158,06 \text{ м}$$

#### 4.22.4. Визначення стрімкості схилу за допомогою графіка закладення

Щоб визначити стрімкість схилу, використовують графік закладень. Для цього на карті між горизонталями (рис. 45) за певним напрямком вимірником беруть віддаль між ними і вимірник прикладають до графіка закладень. Там, де збігається розхил вимірника за перпендикуляром, на основі графіка і кривою графіка відраховують градуси на основі графіка, які відповідають стрімкості схилу.

Крутизна схилу – це ступінь пониження або підвищення місцевості. Крутизна схилу характеризується його ухилом, який визначають за формулою:  $i = \text{tg} \nu = \frac{h}{d}$



де  $i$  – ухил;

$v$  – кут нахилу;

$h$  – перевищення між точками, м;

$d$  – закладення (відстань між точками на місцевості), м.

Перетнемо схил гори горизонтальними площинами при висоті перетину  $h$  (рис. 48). На ділянці BC схил має кут нахилу  $v_1$ , на ділянці CD – кут нахилу  $v_2$ .

Відстань  $d_1$  – це горизонтальне закладення лінії схилу BC (закладення). Для визначення ухилу між точками B і C, які знаходяться на сусідніх горизонталях, визначають закладення  $d_1$  на топографічній карті і перевищення  $h_{BC}$  між точками. Використовуючи формулу  $i = \operatorname{tg} v = \frac{h}{d}$ , знаходять ухил  $i_{BC}$ . Аналогічно визначають ухил  $i_{CD}$  – за закладенням  $d_2$  та перевищенням  $h_{CD}$  між точками C і D.

**Наприклад**, на наведеному рис. 4.22 перевищення  $h_{BC} = h_{CD} = 2,5$  м, закладення  $d_1 = 1,8$  см = 36 м (в масштабі 1:2000),  $d_2 = 0,9$  см = 18 м. Тоді ухили, згідно з формулою ( $i = \operatorname{tg} v = \frac{h}{d}$ ) рівні  $i_{BC} = 2,5\text{м}/36\text{м} = 0,0694$ ,  $i_{CD} = 2,5\text{м}/18\text{м} = 0,1389$ . Ухили, отримані за формулою  $i = \operatorname{tg} v = \frac{h}{d}$ , виражаються в тисячних частках.

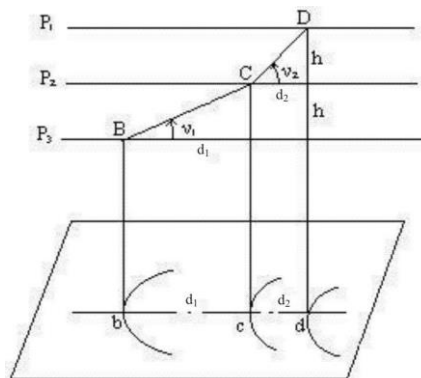


Рис.4.22

Крім того, ухили ліній можна виразити у відсотках (%) або у проміле (‰). Наприклад,  $i_{CD} = 0,1389 = 13,89\% = 138,9\text{‰}$ . Для отримання ухилу у відсотках результат, обчислений за формулою  $i = \operatorname{tg} v = \frac{h}{d}$ , домножується на 100, а у проміле – домножується на 1000.

У випадку, коли необхідно визначити ухил за лінією, крайні точки якої не лежать на горизонталях, спочатку необхідно визначити висоти цих точок.

**Наприклад**, висоти точок B та C становлять відповідно 151,25 м та 158,75 м.

Відстань між точками  $d_{BC} = 3,8$  см, що в масштабі 1:2000 становить

$$i_{BC} = \frac{H_C - H_B}{d_{BC}} = \frac{158,75 - 151,25}{76} = 0,0987.$$

76 м. Тоді ухил:

#### 4.22.5. Проведення на карті ліній за заданим кутом нахилу

За допомогою вимірника і графіка закладення на карті між горизонталями прокладають лінію із заданим кутом нахилу. Для цього вимірник прикладають до графіка закладення так, щоб одна ніжка вимірника збігалася із значенням градусів, підписаних на основі, а друга за перпендикуляром збігалася з кривою графіка.

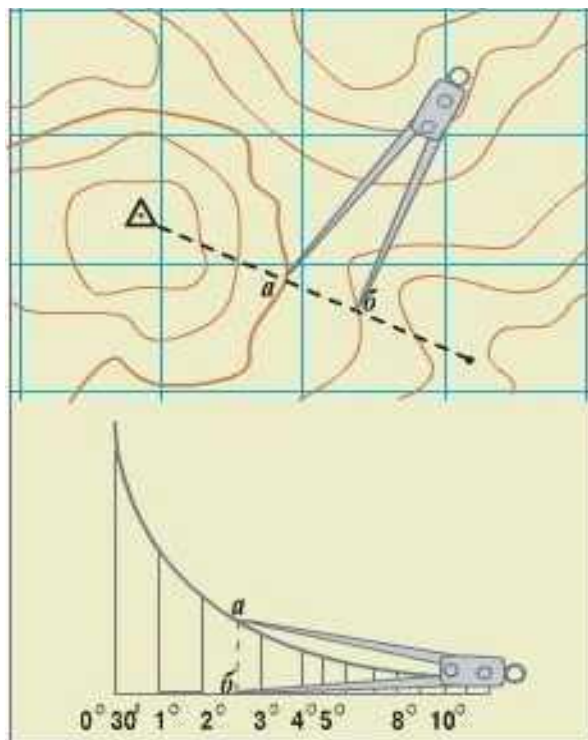


Рис. 4.23.

Для визначення, наприклад, кутів нахилу відрізків якоїсь лінії на карті беруть розхилом ніжок вимірника відстань між двома сусідніми горизонталями по цій лінії і прикладають до графіка (рис. 4.23). Нижню ніжку вимірника переміщують вздовж осі  $v$  до тих пір, поки верхня ніжка не досягне кривої. За положенням ніжки вимірника на осі  $v$  знаходять кут нахилу. На рис. 4.23  $v = 2^{\circ}35'$ .

Масштабом закладень використовують лише коли необхідно визначити кути нахилу чи ухили між точками з перевищенням рівним висоті перерізу рельєфу (тобто між точками, які знаходяться на сусідніх горизонталях). Коли ж лінія якогось відрізка не лежить на горизонталі, то його продовжують до перетину з горизонталлю і таким же чином визначають кут нахилу чи ухил. Довжину похилої лінії можна визначити через її горизонтальне прокладення і кут нахилу.

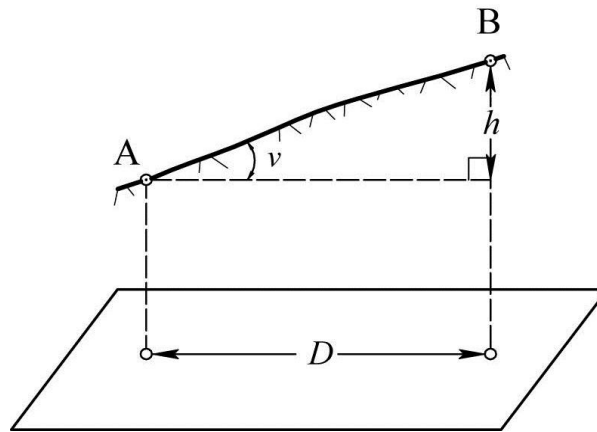


Рис. 4.24. Визначення довжини похилої лінії

Наприклад, у нашому випадку (рис. 4.24):  $AB = D / \cos v$

Величину АВ вимірюють за планом чи картою, а кут нахилу визначають за масштабом закладень.

У випадку, якщо ж лінія немає постійного кута нахилу, то її ділять на частини так, щоб кожний відрізок мав незмінний кут нахилу і знаходять загальну довжину похилої лінії як суму її складових.

**Профіль лінії** – це зменшене зображення вертикального розрізу місцевості за заданим напрямом.

Для наочного зображення рельєфу і забезпечення компактності рисунка, його прийнято будувати у двох масштабах – горизонтальному і вертикальному. Горизонтальний масштаб, зазвичай, приймається рівним масштабу карти чи плану, а вертикальний – у 10 разів крупнішим.

Побудову профілю можна виконувати наступним чином (рис. 4.25). На карті або плані проводять лінію АВ, уздовж якої кладуть смужку паперу і переносять на його край короткими рисками початок і кінець лінії, точки перетину її горизонталями і характерні точки рельєфу. Визначають їх висоти. Край смужки прикладають до лінії основи профілю на кресленні і відмічають отримані точки. Від цих точок проводять перпендикуляри, на яких у вибраному вертикальному масштабі відкладають відомі висоти. Відлік висот ведуть від лінії умовного горизонту. Верхні кінці перпендикулярів з'єднують прямими лініями і отримують профіль викресленої на карті чи плані лінії. При цьому виконують заповнення граф висот точок, відстаней між точками, номерів точок відповідними значеннями.

У показаному на рис. 4.25 випадку профіль лінії АВ побудовано у двох масштабах: горизонтальному – 1:2 000 і вертикальному – 1:200.

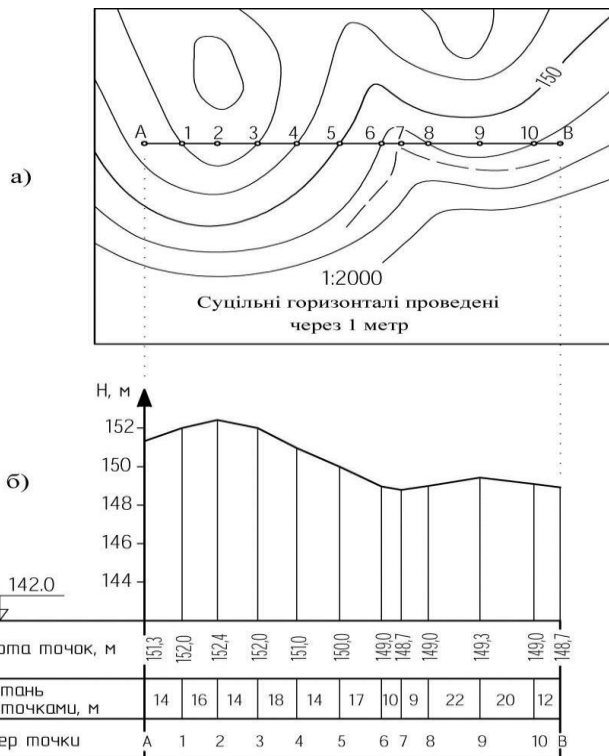


Рис. 4.25.

#### 4.23. Зарамкове оформлення карти

Кожна топографічна карта має зарамкове оформлення. Посередині аркуша над верхньою рамкою вказується назва підприємства, яке склало цю карту (рис. 38), а нижче назва аркуша карти (Борове). З правої сторони зверху карти пишуть номенклатуру аркуша карти, наприклад, N-34-37, а лівіше номенклатури – шифр для автоматизованого обліку картматеріалів (14-38-001). З лівої сторони зверху карти пишуть прийняту для неї систему координат, назву країни і назву області. Під нижньою рамкою посередині аркуша розташовують числовий масштаб, а під ним лінійний масштаб, який відповідає числовому масштабові, вказується висота основного перерізу рельєфу і система висот. Правіше масштабу розташовується рік видання карти і графік закладень.

Лівіше масштабу розміщують схему розташування географічного, магнітного і осьового меридіанів і виписують значення схилення магнітної стрілки та зближення меридіанів для середини карти.

#### 4.24. Орієнтування на місцевості за допомогою карти

Орієнтування за допомогою карти складається з визначення на ній точки свого місцезнаходження і порівняння карти з місцевістю.

Орієнтування карти полягає в наданні їй такого положення в горизонтальній площині, в якому всі напрями на ній були б паралельними до відповідних напрямків на місцевості.

Орієнтування карти переважно виконується по лініях місцевості і орієнтирах, а там, де немає орієнтирів, або їх не видно, карту орієнтують компасом.

Точку місцезнаходження на карті визначають за місцевими предметами, характерними формами і деталями рельєфу, позначеними на карті. Визначивши точку місцезнаходження на карті, карту орієнтують за навколишніми предметами або за контурами і зв'язують її з місцевістю.

При орієнтуванні карти за допомогою компаса на карту, розташовану горизонтально, кладуть компас так, щоб його діаметр, кінці якого відмічені Пн і Пд, збігався з північним напрямком кілометрової сітки, звільняють стрілку.

Користуючись значеннями схилення магнітної стрілки “ $\delta$ ” зближення меридіанів “ $\gamma$ ”, обчислюють поправку в напрям  $\Delta = \delta - \gamma$  з урахуванням знаків. Після цього повертають карту разом з компасом до того часу, поки північний кінець магнітної стрілки стане на поділці, яка відповідає величині поправки “ $\Delta$ ”. Якщо поправка “ $\Delta$ ” має знак плюс, то північний кінець магнітної стрілки компаса повинен бути правіше лінії кілометрової сітки, з якою суміщали діаметр Пн–Пд, а якщо поправка “ $\Delta$ ” має знак мінус, то лівіше, тобто на захід від нього.

#### **Питання для самоконтролю до теми 4.**

1. Що таке карта, план, аерознімок?
2. Загально-географічні, топографічні і тематичні карти.
3. Міжнародне розграфлення і номенклатура аркушів карти масштабу 1:1000000.
4. Номенклатура і розміри аркушів топографічних карт.
5. Квадратне розграфлення планів.
6. Сітка географічних координат.
7. Сітка прямокутних координат.
8. Сітка прямокутних координат на межі зон.
9. Умовні знаки топографічних карт та їх класифікація.
10. Умовні знаки населених пунктів і промислових об'єктів.
11. Умовні знаки доріг, ліній зв'язку і ліній електропередач .
12. Гідрографія і гідротехнічні споруди.
13. Умовні знаки кордонів, огорож і орієнтирів.
14. Умовні знаки сільськогосподарських угідь і ґрунтово-рослинного покриття.
15. Рельєф місцевості і його форми.
16. Зображення рельєфу горизонталями.
17. Що таке бергштрихи?
18. Що таке висота перерізу рельєфу?
19. Визначення стрімкості і форми схилів за горизонталями.
20. Графік закладень.
21. Написи на топографічних картах.
22. Розв'язування задач на топографічних картах.
23. Зарамкове оформлення карти.

## ЛЕКЦІЯ 8-9. Тема 5. Вимірювання ліній на місцевості

- 5.1. Позначення і закріплення точок і ліній на місцевості.
- 5.2. Провішування ліній.
- 5.3. Прилади для вимірювання ліній. Стальні стрічки і рулетки. Світловідалеміри.
- 5.4. Компарування мірних приладів. Компаратори. Введення поправки за компарування в результати вимірювань.
- 5.5. Вплив температури на довжину мірних приладів.
- 5.6. Порядок вимірювання ліній сталевую стрічкою.
- 5.7. Оцінка точності лінійних вимірювань. Абсолютна і відносна помилки.
- 5.8. Обчислення поправок за нахил лінії і визначення горизонтальних проекцій.
- 5.9. Помилки, які супроводжують вимірювання ліній.
- 5.10. Порядок опрацювання лінійних вимірювань .

*Література: Грабовий В.М. Геодезія : навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (58- 69)*

### 5.1. Позначення і закріплення точок і ліній на місцевості

Для обчислення координат будь-якої точки земної поверхні необхідно виконати вимірювання кутів і ліній. Крім цього, необхідність вимірювання ліній виникає і під час побудови плану ділянки місцевості і перенесення в натуру проєктів різних споруд. Кожна вимірювана лінія в своїх кінцевих точках повинна бути відмічена знаками. Типи і конструкції цих знаків залежать від призначення точок. Якщо точки призначені для тимчасового користування, то їх позначають дерев'яними кілками довжиною 25–30 см і товщиною 5–6 см (рис. 5.1.). Кілок вбивають на рівні землі і окопують канавкою у вигляді трикутника, круга або квадрата. Зверху в кілок забивають цвях, головка цвяха служить центром знаку рис. 5.1.

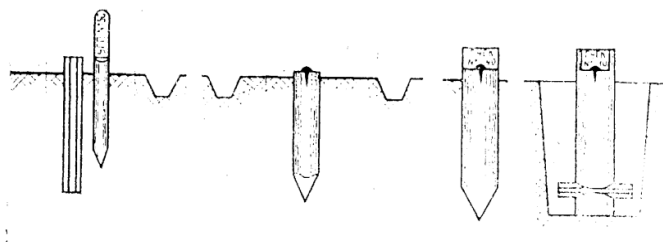


Рис. 5.1

Для більш надійного закріплення і збереження точок використовують дерев'яні стовпи, шматки металевих труб і т.д., а для довготривалого збереження точок їх закріплюють спеціально виготовленими залізобетонними центрами (рис. 5.2).

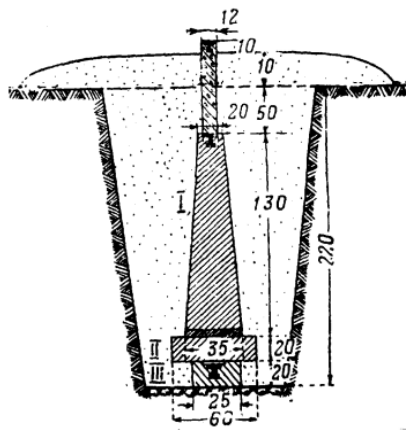


Рис. 5.2

Щоб закріплені точки можна було побачити здалека, з інших точок, над ними ставлять постійні або переносні (тимчасові) знаки (рис. 5.3.).

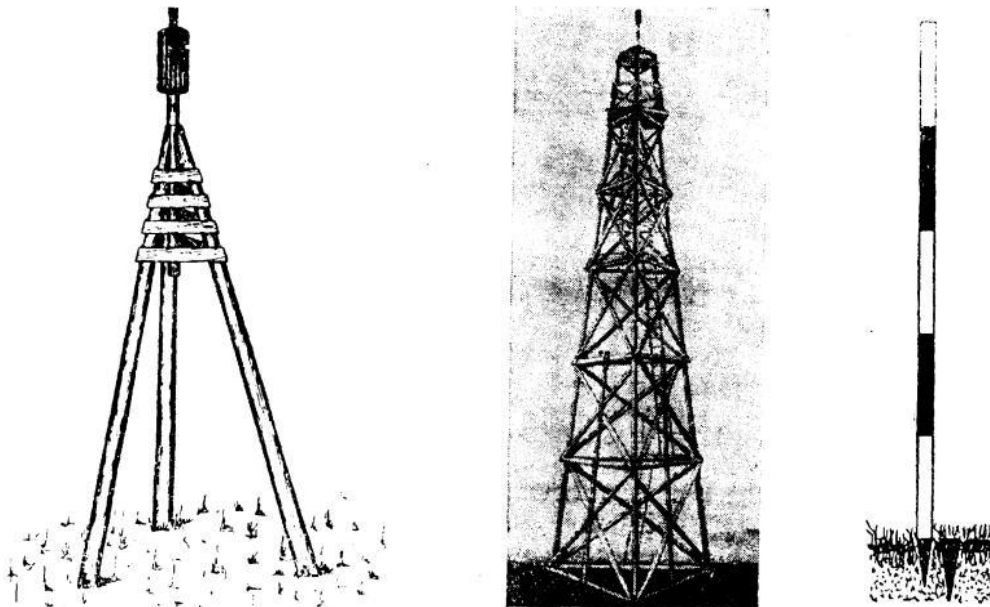


Рис. 5.3.

Переносними знаками, при невеликих віддальх, служать віхи. Віха – це кругла жердина висотою 2–3 м, її нижній загострений кінець має залізну окуву. Віху часто фарбують у білий і червоний колір.

Віху встановлюють вертикально поза кілком у напрямку лінії візування. Постійні знаки – це піраміди і сигнали, їх встановлюють над постійними точками, закріпленими центрами, щоб забезпечити видимість на великі віддалі.

## 5.2. Провішування ліній

При вимірюванні довгих ліній віху, встановлен в кінці лінії, може бути погано видно або зовсім не видно з початкової точки. В таких випадках слід встановити додаткові віхи. Ці віхи встановлюють таким чином, щоб вони

знаходились в одній вертикальній площині (створі) з віхами, встановленими на початку і в кінці ліній (рис. 5.4).

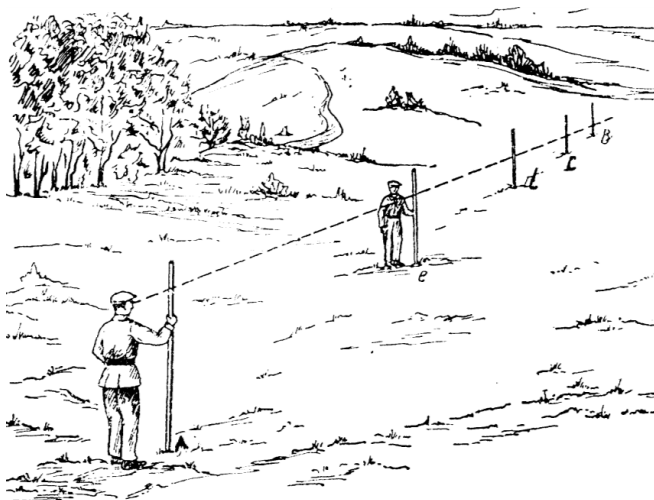


Рис. 5.4

Провішування ліній можна виконувати в напрямку “на себе” і “від себе”. При провішуванні ліній на себе спочатку встановлюють віху С, потім віхи D, E і т. д. (рис. 5.4). При провішуванні ліній “від себе” спочатку встановлюють близьку віху E, а потім віхи D, C і т. д. Провішування ліній “на себе” точніше, ніж “від себе”.

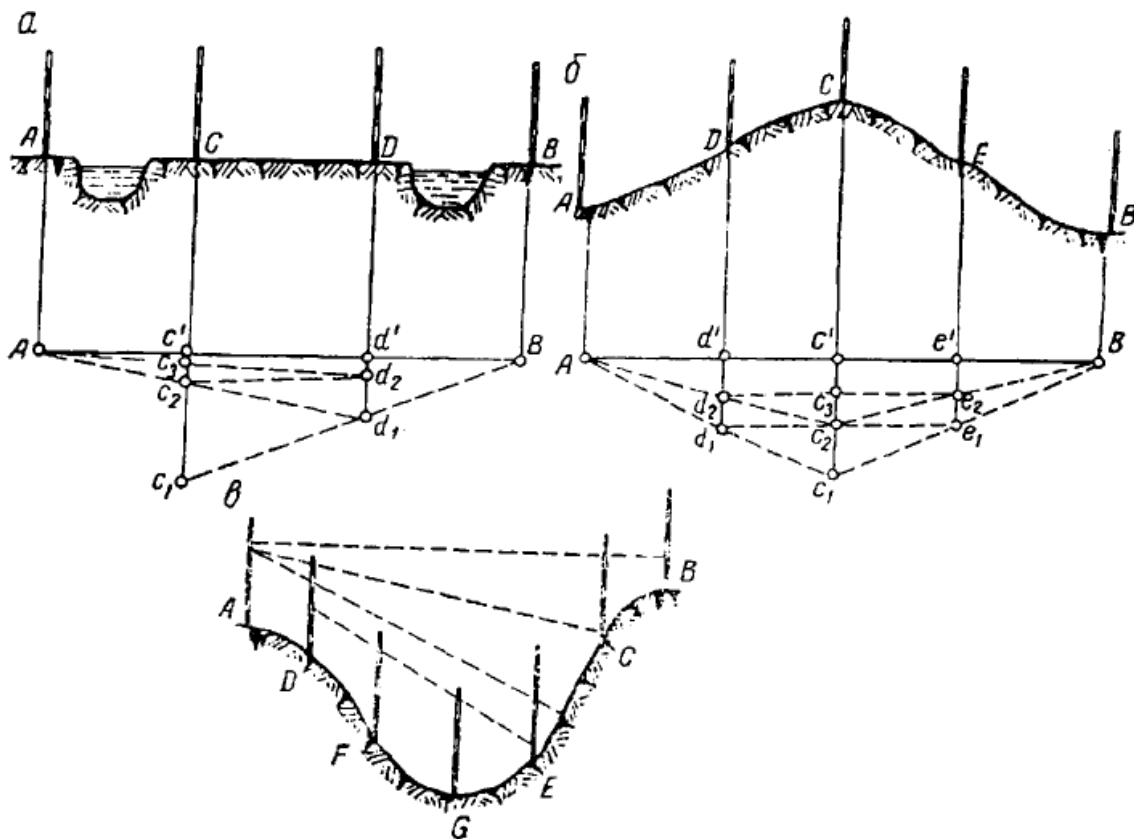


Рис. 5.5



На практиці інколи зустрічаються особливі випадки провішування ліній, які викликані характером місцевості та іншими причинами:

1. Якщо є взаємна видимість віх у точках А і В, але безпосередньо стати в цих точках неможливо, тоді спостерігач вибирає близько до створу лінії АВ точку  $C_1$  так, щоб з неї було видно віхи в т. А і В. Після цього за вказівкою спостерігача помічник переходить у точку  $d_1$  в створі лінії  $C_1B$  і звідтіля встановлює віху спостерігача у створі лінії  $d_1A$  в точці  $C_2$  і т. д. (рис. 5.5, а). Переміщення спостерігача і помічника з віхами проводиться до тих пір, поки їхні віхи не опиняться в створі лінії АВ.

2. Якщо взаємної видимості між точками А і В на місцевості немає, тоді спостерігач вибирає точку  $C_1$  так, щоб з неї було видно точки А і В і виставляє в створі ліній  $C_1A$  і  $C_1B$  віхи помічників у точках  $d_1$  і  $e_1$ . Після цього один з помічників виставляє віху спостерігача в точку  $C_2$  і т. д. (рис. 5.5, б). Переміщення спостерігача і помічників з віхами проводиться до тих пір, поки їхні віхи не опиняться в створі лінії АВ.

### 5.3. Прилади для вимірювання ліній.

Залежно від потрібної точності вимірювань довжини ліній на місцевості використовують різні типи механічних і фізико-оптичних мірних приладів (табл. 5.1).

Таблиця 5.1

Метрологічні характеристики та призначення приладів для вимірювання довжини ліній

Тип приладів	Точність вимірювань	Призначення
<b>Механічні:</b>		
жезли	1:1000000	Компарування мірних приладів
інварні дроти	1:1000000 – 1:500000	Високоточне перенесення на натуру проектних ліній, компарування мірних приладів, вимірювання базисів у триангуляції і полігонометрії
мірні стрічки, рулетки, троси	1:700 – 1:5000	Знімання, розвідувальні роботи і розмічання
<b>Фізико – оптичні:</b>		
оптичні віддалеміри	1:300 – 1:5000	Знімання і розвідувальні роботи
Радіофізичні віддалеміри	1:10000 – 1:1000000	Побудова знімальних геодезичних мереж у триангуляції і полігонометрії

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

На кінцях сталеві стрічки є вирізи і отвори для кріплення ручок стрічки. Напроти вирізів нанесені штрихи, які показують початок і кінець стрічки (рис. 5.6, а). Віддаль між штрихами є довжиною стрічки. Така стрічка називається *штриховою*. Кожний метр стрічки з обох сторін, відмічається пластинкою з вибитим на ній порядковим номером метра. Кожний метр поділений дірками на дециметри, а кожний п'ятий дециметр відмічають круглою заклепкою (Рис.5.6,б). В комплект стрічки додається 11 або 6 шпильок (рис. 5.6, д). Шпильками закріплюють кінці стрічки під час вимірювання ліній.

Для підвищення точності вимірювання застосовують стрічки з шкалами на кінцях (Рис. 5.6, в). Така стрічка називається *шкаловою*. Для зберігання стрічку намотують спеціальне кільце на (Рис.5.6г) Крім сталевих стрічок використовують також сталеві рулетки (рис. 5.7).

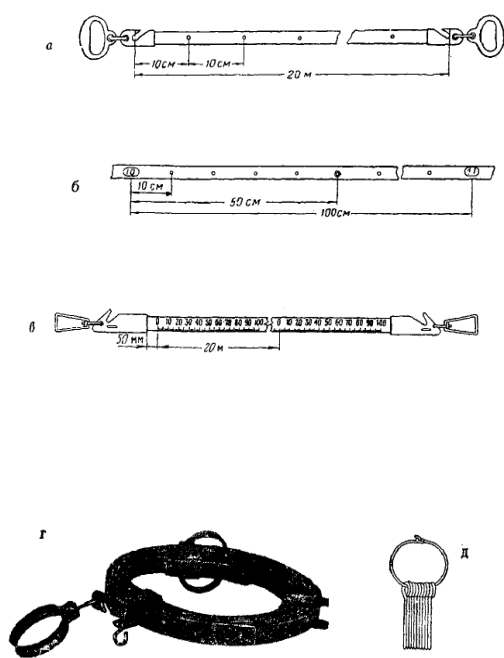


Рис. 5.6.

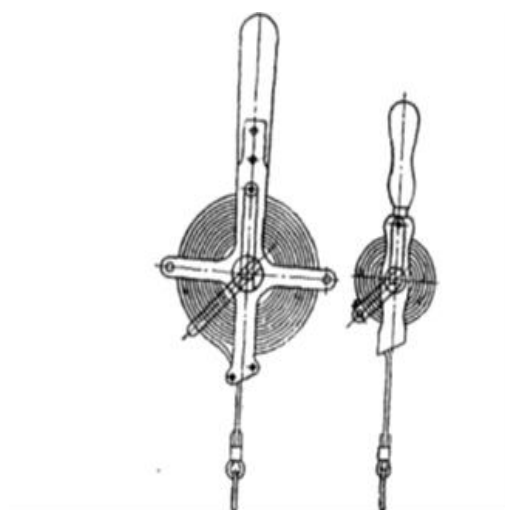


Рис. 5.7.

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

В основі принципу вимірювання відстаней за допомогою оптичних віддалемірів лежить залежність між сторонами паралактичного трикутника, в якому відомі базис  $b$  паралактичний кут  $\beta$  (рис. 5.8.). Згідно з цією залежністю відстань в м,  $D = b \operatorname{ctg} \beta$

де -  $\beta$  паралактичний кут, кут при вершині трикутника, значення якого менше одного градуса.

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

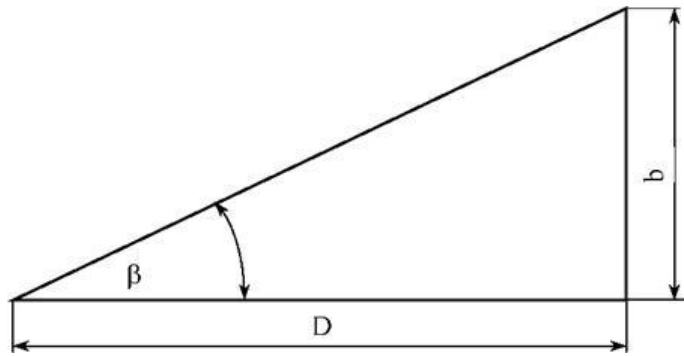


Рис. 5.8.

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

$$D = Kn + c$$

де  $K = 100$  – коефіцієнт ниткового віддалеміра;

$n$  – різниця відліків на рейці між крайніми штрихами сітки зорової труби;

$c$  – стала віддалеміра (в сучасних приладах  $c = 0$ ).

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

$$D = \tau v / 2$$

де  $v$  – швидкість розповсюдження хвиль, м/с;

$\tau$  – час, за який хвилі проходять відстань передавач-відбивач-приймач, с.

Залежно від методу визначення часу, за який хвилі проходять відстань передавач-відбивач-приймач, віддалеміри ділять на фазові та імпульсні. Фазовий світловіддалемір 2СМ-2 з фіксованими частотами модуляції призначений для вимірювання відстані до 2000 м з середньою квадратичною похибкою 1:10 000. Світловіддалемір СМ-5 дозволяє вимірювати відстані до 500 м з середньою квадратичною похибкою 1 : 25 000.

Світловіддалемір С-1М, що виготовляється на Україні ЦКБ “Арсенал”, призначений для вимірювання відстаней у гірничих виробках та польових умовах. Принцип його дії ґрунтується на вимірюванні фази сигналу світла, що відбивається в місці, яке контролюється. Обладнаний лімбами для

вимірювання кутів з невисокою точністю: горизонтальних 10 мінут й вертикальних - один градус. Діапазон вимірювання відстаней: при одному відбивачеві – 5...5000 м, а при декількох відбивачах – 5...5000 м з точністю  $\pm (5 + 5 \cdot 10^{-6} B)$  мм.

Світловіддалемір Блеск - 2 (2СТ - 10), що виробляється Уральським заводом (Росія), призначений для вимірювання довжин ліній до 10 км. Управління процесом вимірювання забезпечує вмонтована мікро-ЕОМ. Результати вимірювань, з урахуванням поправок на атмосферний тиск й температуру, видаються на табло та можуть бути введені в накопичувач. Відбивач є однопризмий або шестипризмий. Діапазон вимірювання відстаней 2.. 10 000 м з похибкою  $\pm (5 + 3 \cdot 10^{-6} B)$  мм.

Для вимірювань використовують ручні лазерні віддалеміри компанії Sokkia: Mini Meter MM 30, MM 30 R та MM 100T; SONIN - 45, SONIN - 60 PRO та SONIN 75; DISTO, DISTO classic та DISTO meno. Технічні характеристики: MM 30 та MM 30 R - діапазон вимірювання 0,2...30 м, з відбивачаючого маркою 20...100 м, точність вимірювань  $\pm (3 + 50 \cdot 10^{-6} D)$  мм; а MM 100 - діапазон вимірювання 0,2...100 м, з відбивачем 20...3000 м, точність  $\pm (20 + 3 \cdot 10^{-6} D)$  мм. Технічні характеристики віддалемірів серії SONIN: відстань вимірювання SONIN - 45 до 14 м, SONIN - 60 PRO до 18 м й SONIN - 75 до 22 м з точністю  $\pm (10 + 0,01 D)$  мм, а серії DISTO - 0,2...30 м, DISTO classic - 0,3...40 м й DISTO meno - 0,3...30 м та відповідно з відбивачаючого маркою 20...100 м, 40...100м, 20...100 м з точністю  $\pm 3$  мм.

#### **5.4. Компарування мірних приладів. Компаратори. Введення поправки за компарування в результати вимірювань**

Перед вимірюванням ліній необхідно перевірити довжину робочої стрічки. Для перевірки довжини робочої стрічки її порівнюють з другою стрічкою, яку називають взірцевою. Точну довжину взірцевої стрічки визначають в геодезичних лабораторіях на компараторах. Порівнювання довжини робочої стрічки з взірцевою називають компаруванням.

Довжину робочої стрічки визначають на польових компараторах. Вибирають на рівній місцевості лінію довжиною 100.00 - 120.00 м, кінці якої закріплюють центрами і вимірюють її з початку взірцевою стрічкою, а потім робочою. Такі дії повторюють декілька раз і після цього визначають довжину робочої стрічки. Якщо позначати довжину компаратора “Дк”, а довжину компаратора виміряного робочою стрічкою “Др.” і утворити різницю Дк-Др= ΔД, а потім цю різницю поділити на кількість укладань “n” робочої стрічки то одержимо величину “Δl” яка показує на скільки довша або коротша робоча

стрічка  $\Delta l = \frac{\Delta D}{n}$ . Наприклад: довжина n компаратора Дк= 100.00 м, а довжина компаратора виміряна робочою стрічкою Др.=100.15 м. ДД= 100.00 м-100.15 м=-0.15 м.  $\Delta l = \frac{0.15}{5} = -0.03$  м тобто робоча стрічка коротша від нормальної на 3 см.

Робоча стрічка має довжину: 20.00 м-0.03 м= 19.97 м.

Таким чином, “ $\Delta l$ ” є поправкою до довжини робочої стрічки за компарування.

Знаючи цю поправку, можна у виміряні робочою стрічкою довжини ліній ввести поправку за невірність її довжини.

Довжину лінії, виправлену за компарування довжини робочої стрічки, визначають за формулою:  $D_o = D + D \frac{\Delta l}{20}$ , де

$D$  - довжина лінії виміряна робочою стрічкою

$\Delta l$  - поправка в робочу стрічку за компарування

$\frac{\Delta l}{20}$  - поправка на 1 метр робочої стрічки за компарування.

Поправка за компарування  $D \frac{\Delta l}{20} = \Delta D_k$  вводиться з урахуванням знака поправки  $\Delta l$ , тобто якщо робоча стрічка довша за взірцеву, то вона укладається на лінії, яка міряється меншу кількість разів, тобто результат вимірювання буде меншим. Тому в цьому випадку поправку слід додавати, якщо робоча стрічка коротша від взірцевої, то поправку необхідно віднімати.

### 5.5. Вплив температури на довжину мірних приладів

При виконанні точних робіт необхідно враховувати поправку в довжину виміряних ліній робочою стрічкою за різницю температур під час компарування мірної стрічки і під час вимірювань.

Поправку за довжину мірної стрічки обчислюють за формулою:  
 $\Delta D_t = \alpha l(t - t_o)$

$\alpha$  - коефіцієнт лінійного розширення сталі 0.000012 мм при різниці температури на 1°

$l$  - довжина робочої стрічки

$t_o$  - температура повітря під час компарування робочої стрічки

$t$  - температура повітря під час вимірювання лінії робочою стрічкою

$\frac{\Delta l(t - t_o)}{20}$  — поправка на  $l$ , м довжини робочої стрічки.

### 5.6. Порядок вимірювання ліній сталеву стрічкою

Вимірювання ліній стрічкою виконується двома мірниками (робітниками), один називається переднім, другий заднім.

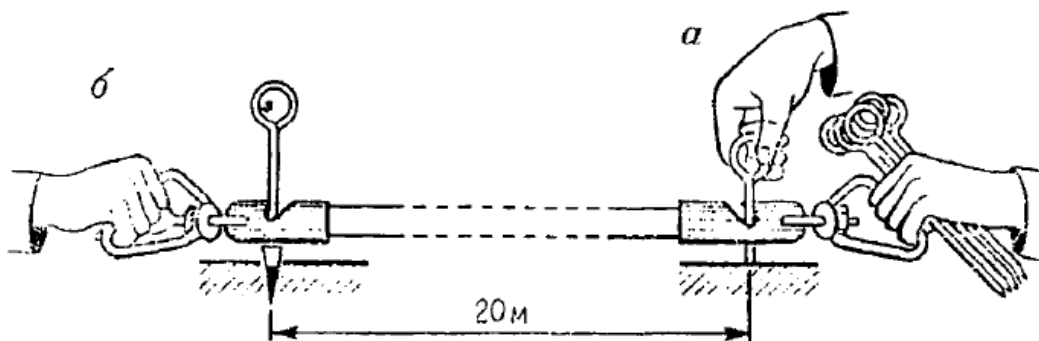


Рис. 5.9.

Порядок роботи:

1. Передній мірник забирає 10 шпильок та один кінець стрічки і йде вперед у створі лінії, а одна шпилька залишається у заднього мірника.

2. Задній мірник уставляє шпильку в виріз стрічки суміщає штрих стрічки з початком лінії (рис. 5.9, б), виставляє переднього мірника і всю стрічку в створі лінії.

3. Передній мірник струшує стрічку, натягує її, кладе на землю і запирає в землю шпильку через виріз на кінці стрічки (рис. 5.9, а). Після цього задній мірник забирає свою шпильку і обидва ідуть уперед.

4. Дійшовши до шпильки, задній мірник подає команду “стій”, надягає виріз стрічки на запхану переднім мірником шпильку, придержує шпильку і знову виставляє стрічку і переднього мірника в створі по лінії і т. д.

5. Використавши всі 10 шпильок передній мірник укладає стрічку одинадцятий раз, задній мірник підходить до останньої запханої шпильки і передає 10 шпильок передньому мірникові, залишаючи одинадцятку шпильку запхненою в землю. Передача кожного десятка шпильок заднім мірником передньому записується в журналі. В кінці лінії передній мірник протягує стрічку за віху настільки, щоб задній міг надягнути виріз стрічки на запхану в землю шпильку. Відлік у кінці лінії виконують у такій послідовності:

а) підраховується кількість передач;

б) підраховується кількість шпильок у заднього мірника в останньому незакінченому десятку стрічок.

в) на останній натягнутій стрічці за метровою міткою перед кінцем лінії відраховують кількість цілих метрів, дециметрів і “на око” кількість сантиметрів. Відлік метрів, дециметрів і сантиметрів називається *доміром*. Після закінчення вимірювання обчислюють довжину лінії за формулою:

$$D=200K+20(n-1)+a,$$

де К - кількість передач

n - кількість шпильок у заднього мірника

a - домір

Лінію вимірюють двічі - вперед і назад.

### **5.7. Оцінка точності лінійних вимірювань. Абсолютна і відносна помилки**

При вимірюванні ліній розрізняють помилки абсолютні і відносні. Якщо помилка виражена в одиницях вимірюваної величини (наприклад, помилка довжини в метрах), то вона *називається абсолютною*.

Легко зрозуміти, що абсолютна помилка взята сама собою не характеризує точності вимірювань. Щоб за допомогою помилки можна було легко робити висновок про якість вимірювань застосовується відносна помилка. *Відносною помилкою* називається частка від ділення абсолютної помилки на значення вимірюваної величини. Вона, по суті, це правильний дріб, який завжди відображають у вигляді частки (з чисельником одиниця).

Якщо абсолютна помилка становить 0.20 м, а довжина всієї лінії становить 710.25 м, то одержимо  $\frac{0.20}{710.25} = \frac{1}{3600}$ .

Цей дріб означає, що помилка вимірювання становить  $\frac{1}{3600}$  частинну довжини всієї лінії. За відносною помилкою і довжиною лінії можна одержати абсолютну помилку.

Наприклад, лінія довжиною 175.64 м. виміряна з відносною помилкою  $\frac{1}{2000}$ , тоді  $175.64 \cdot \frac{1}{2000} = 0.088$

Залежно від категорії місцевості, точність вимірювання ліній мірною стрічною може знаходитись у межах  $\frac{1}{1000} - \frac{1}{3000}$ .

### 5.8. Обчислення поправок за нахил лінії і визначення горизонтальних проєкцій

Для складання карт і планів необхідно знати горизонтальні проєкції ліній. Якщо на місцевості виміряна нахилена лінія АВ (рис. 5.10), довжина якої дорівнює “D”, то для побудови її на плані необхідно знати довжину проєкції цієї лінії на горизонтальну площину АС, яка дорівнює “d”. Кут, який утворює лінія АВ місцевості з горизонтальною рис. 5.10 проєкцією цієї лінії АС, називають *кутом нахилу*. З трикутника АВС маємо:  $d = D \cos \nu$  (1)

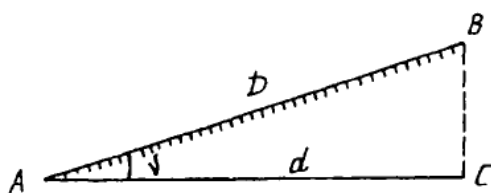


Рис. 5.10

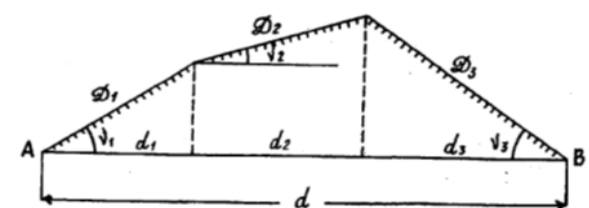


Рис. 5.11

Щоб визначити горизонтальну проєкцію нахиленої лінії АВ, необхідно виміряти її довжину “D” і кут нахилу “ $\nu$ ”. Кути нахилу ліній місцевості вимірюють за допомогою кутомірних геодезичних приладів. На практиці для одержання величини горизонтальної проєкції “d” знаходять різницю  $\Delta D$  між довжиною лінії нахилу “D” і її горизонтальною, проєкцією “d”. Ця різниця називається *поправкою за нахил лінії*  $\Delta D_\nu$ . Вона завжди від’ємна, незалежно від знака кута нахилу

$$d = D - \Delta D_\nu \quad (2) \quad \Delta D_\nu = D - d \quad (3)$$

Якщо в рівняння (3) підставити замість “b” його значення (1), одержимо:

$$\Delta D_\nu = D - 2D \cos \nu = D(1 - \cos \nu) = 2D \sin^2 \frac{\nu}{2}$$

### 5.9. Помилки, які супроводжують вимірювання ліній

За цією формулою обчислюють поправки за нахил лінії. Крім цього, поправку “ $\Delta D_\nu$ ” можна вибрати із спеціальних таблиць поправок за нахил лінії.

Якщо лінія має декілька кутів нахилу, то на кожному відрізку вимірюють довжину похилої лінії і кут нахилу (рис. 5.11). Обчислюють горизонтальні проєкції для кожного відрізка лінії,  $d_1, d_2, d_3, \dots$ , а потім додають їх і одержують довжину горизонтальної проєкції всієї лінії  $d = d_1 + d_2 + d_3$ .

### 5.10. Порядок опрацювання лінійних вимірювань

1. Помилка компарування стрічки.
2. Помилка поправки за нахил лінії.
3. Помилка за зміну температури стрічки.
4. Помилка за нерівномірне натягування стрічки.
5. Помилка за відхилення стрічки від створу вимірюваної лінії.
6. Помилка за прогин стрічки через нерівності місцевості.
7. Помилка за установку шпильки при вимірюванні.
8. Помилка відліку по стрічці “на око”.
9. Помилка за провис стрічки через нерівності місцевості.

Приклад: Визначити горизонтальну проєкцію лінії за даними:  $K=1, n=9, a_{np}=19.74$  м,

$$d_{зв} = 19,00м, \Delta l = +9.5мм, \vartheta = +4^0 30', t = +31^0, t_o = +20^0$$

$$D_{np} = 200 \cdot 1 + (9-1) \cdot 20 + 19,74м = 379,74м$$

$$D_{зв} = 200 \cdot 1 + (9-1) \cdot 20 + 19,90м = 379,90м$$

$$\Delta D = 0,16м \quad f_{від} = \frac{0.16}{379.82} = \frac{1}{2400}$$

$$D_{cp} = \frac{379.74 + 379.90}{2} = 379.82м$$

$$\Delta D_k = 379.82 \frac{0.0095}{20} = +0.18м$$

$$\Delta D\vartheta = -2 \cdot 379.82 \cdot 0,039926^2 = -1.17м$$

$$\Delta Dt = \frac{D_{cp} \cdot \alpha \cdot l(t - t_o)}{20} = 379.82 \frac{0.00024(31 - 20)}{20} = +0.05м$$

$$d = 379.82 + 0.18 - 1.17 + 0.05 = 378.88м$$

### Питання для самостійної роботи до теми 5.

1. Які позначаються і закріплюються точки на місцевості.
2. Що означає провішування ліній.
3. Які прилади використовуються для вимірювання ліній.
4. Компарування мірних приладів. Компаратори.
5. Вплив температури на довжину мірних приладів.
6. Порядок вимірювання ліній сталевую стрічкою.
7. Оцінка точності лінійних вимірювань. Абсолютна і відносна помилки.
8. Які помилки супроводжують вимірювання ліній.
9. Порядок опрацювання лінійних вимірювань



## ЛЕКЦІЯ 10-11. Тема 6. Будова та перевірки теодолітів

- 6.1. Принцип вимірювання горизонтального кута.
- 6.2. Призначення зорових труб.
- 6.3. Будова зорової труби.
- 6.4. Рівні та їх призначення.
- 6.5. Відлікові пристрої: штриховий і шкаловий мікроскопи.
- 6.6. Теодоліт, його будова і застосування.
- 6.7. Вертикальний круг.
- 6.8. Основні осі теодоліта.
- 6.9. Перевірки і юстування теодолітів.
- 6.10. Вимірювання кутів нахилу.
- 6.11. Джерела похибок кутових вимірювань.

*Література: Грабовий В. М. Геодезія : навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (с. 70-90)*

### 6.1. Принцип вимірювання горизонтального кута

Принцип вимірювання горизонтального кута  $ABC$  на місцевості полягає тому, що вертикальну вісь теодоліта  $BB'$  (рис. 60,а) установлюють по високій лінії  $Bb$ , яка є лінією перетину вертикальних площин  $P_d$  і  $P_c$ .

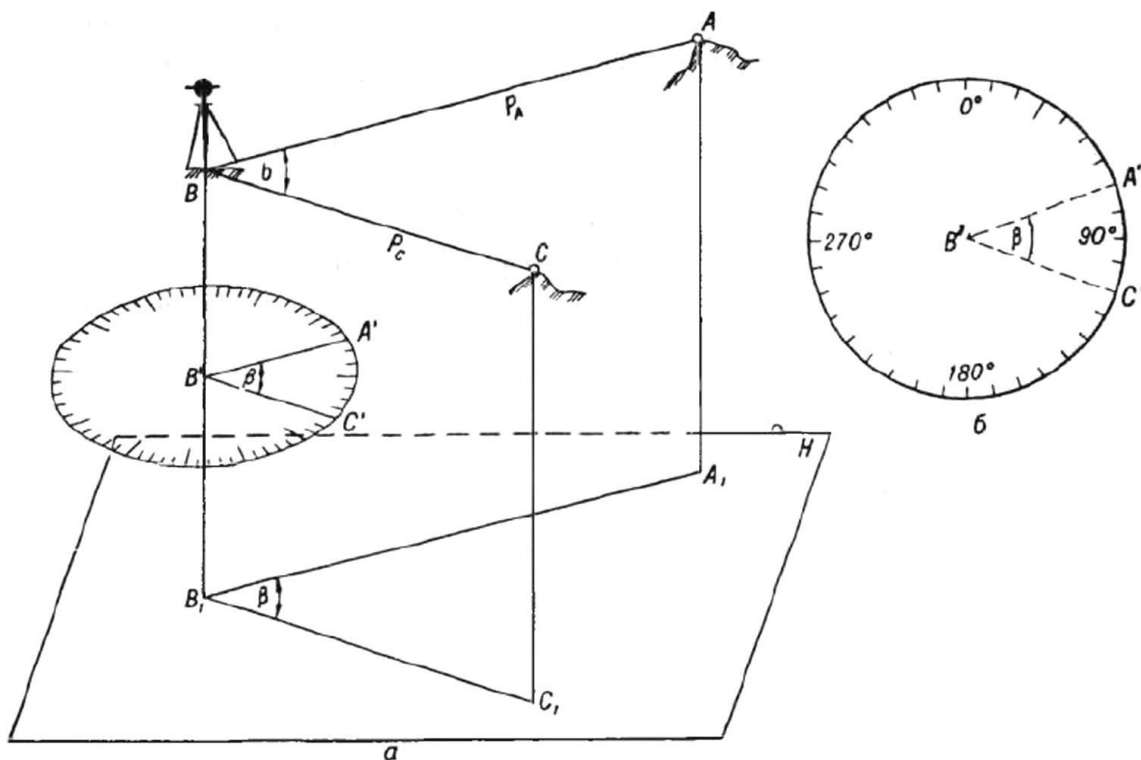


Рис. 6.1.

При вимірюванні горизонтального кута напрями  $BA$  і  $BC$ , які виходять з вершини кута  $B$  і не лежать на одній горизонтальній площині, проєктуються на горизонтальну площину  $H$  вертикальними площинами  $P_d$  і  $P_c$  і між проєкціями цих напрямів  $B_1C_1$  і  $B$  та  $A$  утворюється горизонтальний

кут, як лінійна міра двогранного кута між двома вертикальними площинами. В кутомірних геодезичних приладах горизонтальною площиною служить кутомірний круг, який називають лімбом, на ньому нанесені поділки в градусній мірі.

Центр лімба повинен знаходитись на одній прямовисній лінії з вершиною вимірюваного кута В.

Таким чином, для вимірювання кута  $\beta$ , необхідно навести зорову трубу на точку С і навпроти штриха, через який проходить площина Рс, взяти відлік С'. Потім при нерухомому лімбі наводять трубу на точку А і навпроти штриха, через який проходить вертикальна площина Рд, взяти відлік А'. Якщо градуси на лімбі підписані за ходом годинникової стрілки, то кут одержимо, як різницю відліків правого і лівого напрямів, тобто  $\beta = C' - A'$ . Для визначення напрямів за допомогою рук слід уявити себе на вершині кута, який вимірюється обличчям у його середину, тоді відповідно по праву руку буде правий напрям, по ліву - лівий,

Згідно з (рис.6.1,б)  $\beta = 110^\circ - 70^\circ = 40^\circ$ . Звідси випливає правило обчислення горизонтального кута: щоб одержати значення горизонтального кута, необхідно від відліку на правий напрям відняти відлік на лівий напрям. Якщо відлік на правий напрям менший за значенням від лівого відліку, то до нього необхідно додати  $360^\circ$  і відняти лівий відлік.

## 6.2. Призначення зорових труб

Під час геодезичних вимірювань доводиться спостерігати далекі предмети або дуже близькі дрібні предмети. Якщо спостерігати предмети неозброєним оком, то неможливо досягнути високої точності вимірювання. Око людини здатне розрізняти в просторі дві точки А і В до тих пір, поки кут зору АОВ (рис. 6.2) не досягне деякої величини  $\beta_0$ , який називається критичним кутом зору. Для нормального ока  $\beta_0 = 60''$ .

Для збільшення кута зору і для одержання на віддалі найкращого зображення застосовують оптичні прилади.

За своїм призначенням оптичні прилади поділяють на два види: прилади, що збільшують далекі предмети, які спостерігають, називаються зоровими трубами, а прилади, які збільшують близькі, але дрібні предмети, називаються лупами або мікроскопами.

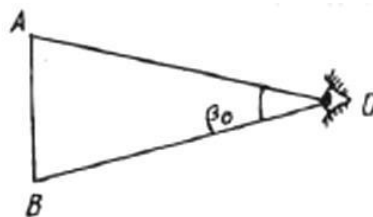


Рис. 6.2

Зорові труби поділяють на астрономічні, які дають обернене зображення, і на земні – дають пряме зображення.

### 6.3. Будова зорової труби

Зорові труби, які застосовуються в геодезичних приладах, складаються з двох оптичних систем: окуляра і об'єктива (рис.6.3, б).

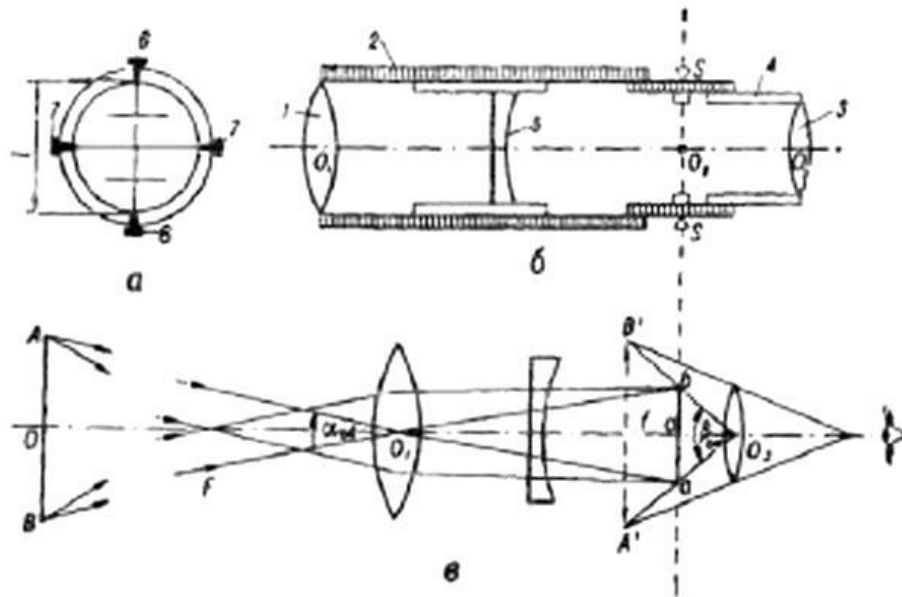


Рис. 6.3

Лінза 3 з меншою фокусною віддаллю і меншим діаметром, яка знаходиться в трубі 4, повернутій до ока спостерігача, називається окуляром.

Лінза 1 з більшим діаметром і фокусною віддаллю, яка знаходиться в трубі 2 і повернута до предмета, називається об'єктивом.

Пряма лінія  $O_1 O_3$ , яка проходить через оптичні центри об'єктива і окуляра, називається *оптичною віссю зорової труби*. Лінія, яка служить віссю симетрії циліндра труби, називається *геометричною віссю труби*. Збільшення зорової труби геодезичних приладів дорівнює відношенню фокусної віддалі об'єктива  $F$  до фокусної віддалі окуляра  $f$ .  $V = F / f$  Збільшення сучасних геодезичних приладів буває від  $12^x$  до  $70^x$ . Частина простору, який видно в трубі, коли труба знаходиться в нерухомому положенні, називається *полем зору труби*. В зорових трубах геодезичних приладів до діафрагми, розташованої перед окуляром, прикріплена скляна пластинка, на якій нарізані тонкі взаємно перпендикулярні лінії (рис.62,а), вони називаються *сіткою ниток*. Точка перетину середньої горизонтальної лінії з вертикальною називається *центром сітки ниток*. Цю точку використовують для наведення труби на предмет. Крайні горизонтальні нитки називаються *віддалемірними* і використовуються для вимірювання віддалей.

Лінія  $O_1 O_2$  (рис. 6.3, б), яка сполучає центр сітки ниток і задню головну точку об'єктива, називається *візирною віссю труби*.

Діафрагма, до якої прикріплена пластинка, на якій нарізана сітка ниток, прикріплюється в трубі за допомогою гвинтів 6, 7 (рис. 63, а), їх називають *виправними гвинтами сітки*.

Фокусування труби виконується пересуванням плоско-увігнутої лінзи 5 (рис.6 .3, б.).

#### 6.4. Рівні та їх призначення

Рівні служать для приведення ліній і площин у горизонтальне або вертикальне положення. В геодезії рівні використовують для приведення горизонтального круга геодезичних приладів в горизонтальне положення, а осі обертання у вертикальне положення.

Рівні бувають циліндричні і круглі. Циліндричний рівень (рис. 6.4 а, б) складається з скляної ампули 1 металевої оправи 2, яка служить для захисту ампули від пошкоджень і прикріплення його до приладу. Внутрішня поверхня ампули, відшліфована за визначеним радіусом, є дугою певного радіуса  $R$ . Радіуси бувають від 3.5 м до 200 м. Ампулу наповнюють спиртом або ефіром, а простір 3, наповнений парою, утворює бульбашку рівня. На ампулі нанесенні поділки через 2 мм, за допомогою яких визначається положення бульбашки. Точку  $O$  в центрі поділок ампули називають нуль-пунктом рівня. Коли кінці бульбашки розташовані симетрично відносно поділок, то бульбашка знаходиться на середині і вісь рівня займає горизонтальне положення. Дотична  $HN$  проведена вздовж ампули до внутрішньої поверхні рівня в точці нуль-пункту "О" називається віссю циліндричного рівня. Цю властивість використовують під час установки приладу в горизонтальне або вертикальне положення. При роботі необхідно знати ціну поділки рівня. Ціною поділки рівня називається центральний кут  $\tau$  (рис. 6.4, в), який спирається на дугу  $l$  між двома найближчими поділками ампули рівня. Якщо бульбашка рівня відхилиться від нуль-пункту на певний кут  $\varphi$ , то на такий же кут нахилиться до горизонту і вісь рівня. Чутливість рівня залежить від радіуса кривини внутрішньої поверхні рівня. Чим більший радіус кривини, тим більша чутливість. Чутливість також залежить від температури, довжини бульбашки і складу рідини.

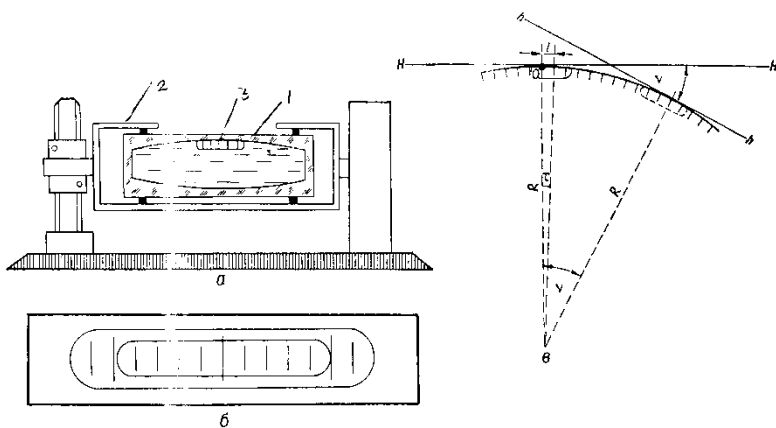


Рис. 6.4

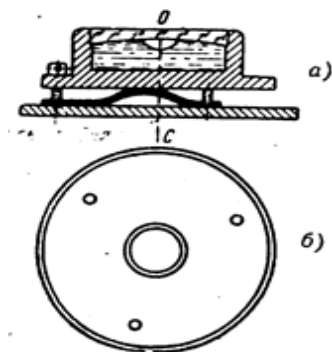


Рис. 6.5

Круглий рівень застосовують для приблизного встановлення приладу (рис. 6.5, а). В цьому рівні верхня скляна поверхня кругла і відшліфована у

вигляді сферичної поверхні з радіусом від 0.5 мм до 2.0 мм. У ньому бульбашка кругла. Рівень має три виправні гвинти (рис. 6.5, б)

Віссю круглого рівня називається нормаль  $OC$  до внутрішньої (рис.6.5, а) поверхні в нуль-пункті.

### 6.5. Відлікові пристрої: штриховий і шкаловий мікроскопи

У сучасних геодезичних приладах для відліків по горизонтальному і вертикальному кругах застосовують штрихові і шкапові мікроскопи (рис. 6.6); у фокальній площині мікроскопа, у якій розглядаються поділки лімба, розташована пластина з індексом (штрихом) (рис. 6.6, а), за допомогою якого беруть відліки. Відлік часток поділок беруть “на око”. Такий відліковий пристрій має назву *штрихового мікроскопа*.

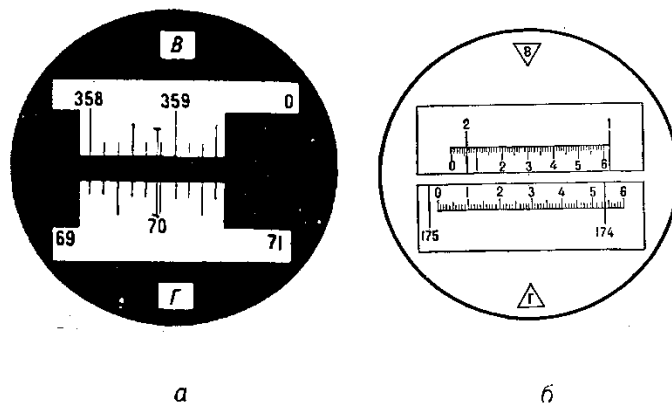


Рис. 6.6

Для підвищення точності відділу по лімбі застосовують шкаловий мікроскоп. У фокальній площині мікроскопа розташована скляна пластинка, на якій нарізана шкала (Рис.6.6,б). Інтервал “і” в один градус на лімбі дорівнює інтервалу на шкалі між крайніми штрихами. Цей інтервал на шкалі поділений на “n” рівних частин (наприклад 60), тоді ціна поділки шкали буде дорівнювати  $\tau = \frac{i}{n} = \frac{60'}{60} = 1'$ . У цьому випадку “на око” оцінюють десяті частки мінут, наприклад: на рис.6.6(а) відліки по горизонтальному кругу  $69^{\circ}59'$  по вертикальному кругу  $358^{\circ}49'$ ; на рис. 6.6, б відліки по горизонтальному кругу  $174^{\circ}54.2'$ , по вертикальному кругу  $2^{\circ}06.3'$ .

### 6.6. Теодоліт, його будова і застосування

#### 6.6.1. Класифікація теодолітів

Прообразом кутомірних приладів була астролябія, винайдена ще до нашої ери. Її винахід приписується Гіппарху (180–125 р. р. до н.е.). У першому столітті Птолемей (90–160 р. р.) запропонував пристрій для вимірювання вертикальних кутів, що отримав назву “лінійки Птолемея”.

Слово "теодоліт" уперше застосовано Леонардом Діггсом (1510–1552 р.) під час опису однієї з конструкцій кутомірного приладу. Перший теодоліт, що має вигляд сучасного, був побудований у 1730 р. англійським механіком Джоном Сіссоном. На рис. 6.7 наведений загальний вигляд теодоліта кінця XIX ст. Цифрами позначені елементи конструкції приладу. Перший оптичний теодоліт з'явився у 1922 р., він був сконструйований Г. Вільдом (1877–1951 р. р.) у м. Йені.

У сучасних теодолітах широко застосовується компенсатор вертикального круга, індекс якого встановлюється автоматично, вперше введений фірмою «Асканія» в 1957 р. У 80-ті роки з'явилися перші електронні теодоліти.

Класифікують теодоліти за такими основними ознаками:

- за призначенням і сферою застосування;
- за будовою;
- за точністю.

За призначенням і сферою застосування розрізняють астрономічні, геодезичні, маркшейдерські, автоколімаційні та спеціальні теодоліти.

За конструкцією теодоліти діляться на прості і повторювальні, механічні, оптичні та електронні.

Простим називають теодоліт, лімба якого має тільки закріпний гвинт або пристрій для повороту і закріплення його у різних положеннях. Перестановка лімба у нове положення дозволяє виміряти один і той самий кут на різних частинах лімба, що забезпечує надійний контроль і виключення деяких похибок вимірювань.

Повторювальним називається теодоліт, у якого лімба і алідада мають незалежне обертання, при цьому лімба і алідада мають закріпні і навідні гвинти. Теодоліт дозволяє декількома послідовними обертаннями лімба і алідади відкласти на лімбі величину вимірюваного кута, що підвищує точність кутових вимірювань. Повторювальні теодоліти мають спеціальну повторювальну систему вертикальних осей лімба і алідади.

Механічні теодоліти мають металеві відлікові круги, оптичні – скляні лімби. В електронних теодолітах застосовуються так звані кодові диски в якості відлікових пристроїв.

За точністю теодоліти діляться на:

- **високоточні теодоліти** - для вимірювання горизонтальних кутів з середньою квадратичною похибкою від 0.5" до 1.0". До цієї групи відносяться теодоліти серії Т1, призначені для вимірювання горизонтальних кутів і зенітних віддалей у триангуляції і полігонометрії 2 класу, а також при виконанні вимірювань в інженерній геодезії;

- **точні теодоліти** - для вимірювання горизонтальних кутів з середньою квадратичною похибкою від 2" до 10"; до цієї групи теодолітів відносяться теодоліти серії Т2 (ЗТ2) і Т5 (ЗТ5КП); теодоліти серії Т2 призначені для вимірювання кутів і зенітних віддалей у триангуляції і полігонометрії 3 і 4 класів, а також для виконання кутових вимірювань в інженерній геодезії; теодоліт серії Т5 використовується при створенні

геодезичних мереж 1 і 2 розрядів, при виконанні інженерно - геодезичних вишукувань;

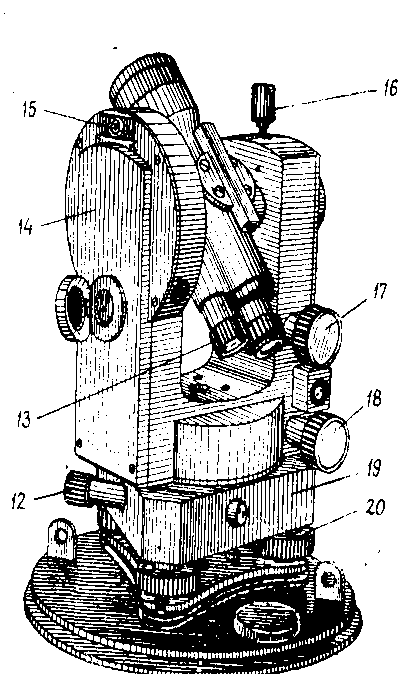
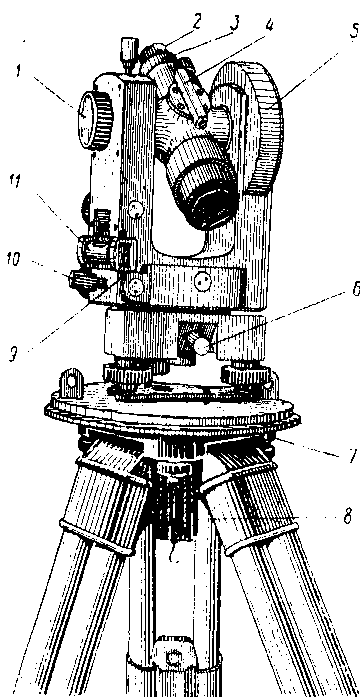
- *технічні теодоліти* - для вимірювання горизонтальних кутів з середньою квадратичною похибкою більше 10", до цієї групи входять теодоліти серії Т15, Т30, Т60, які призначені для кутових вимірювань при створенні знімальних мереж, під час топографічних знімань місцевості, при виконанні вишукувань і маркшейдерських робіт.

## **6.6.2.Будова теодолітів**

### **Теодоліт Т-30**

У комплект теодоліта входять: теодоліт, штатив, висок і бусоль.

Теодоліт Т-30 (рис. 6.7) застосовують для вимірювання горизонтальних і вертикальних кутів, магнітних азимутів і віддалі (за віддалеміром).



- 1 – гвинт кремальєри;
- 2- діоптрійне кільце;
- 3 – кришка, яка закриває виправні гвинти сітки ниток;
- 4 – коліматорний візор;
- 5 – вертикальний круг;
- 6 – закріпний гвинт горизонтального круга;
- 7 – головка штатива;
- 8 – становий гвинт;
- 9 – виправні гвинти рівня;
- 10 – закріпний гвинт алідади;
- 11 – циліндричний рівень;
- 12 – навідний гвинт горизонтального круга;
- 13 – окуляр мікроскопа;

Рис. 6.7

14 – бокова кришка; 15 – кронштейн бусолі; 16 – закріпний гвинт зорової труби; 17 – навідний гвинт зорової труби; 18 – навідний гвинт алідади; 19 – підставка; 20 – підіймальні гвинти.

Збільшення зорової труби 20<sup>x</sup>; робочі діаметри відлікових кругів 70 мм, ціна однієї поділки на кругах 10'; точність відліку 1'; ціна поділки рівня на алідаді 45'.

## Теодоліт 2Т5

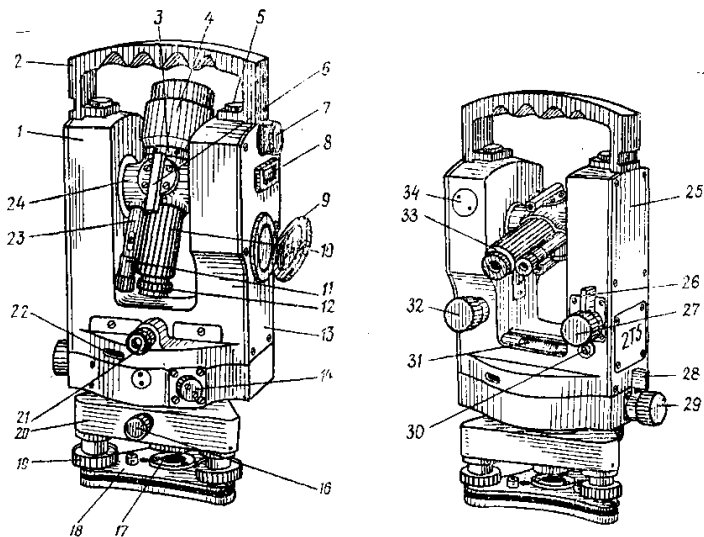


Рис.6.8

1 – колонка; 2 – ручка; 3 – клинове кільце; 4 – зорова труба; 5 – гвинт кріплення ручки; 6 – коліматорний візир; 7 – призма-луна рівня при вертикальному крузі; 8 – циліндричний рівень при алідаді вертикального круга; 9 – дзеркало; 10 – кремальєра; 11 – окуляр мікроскопа; 12 – окуляр зорової труби; 13 – бокова кришка; 14 – головка гвинта перестановки круга;

16- закріпний гвинт підставки; 17 – втулка; 18 – трегер; 19 – підіймальний гвинт; 20 – корпус підставки; 21 – окуляр оптичного центрира; 22 – ілюмінатор крута пошуку; 23 – мікроскоп; 24 – вісь обертання труби; 26 – бокова кришка; 26, 28 – важелі закріпних гвинтів прапорцевого типу труби і алідади; 27, 29 – навідні гвинти труби і алідади; 30 – виправний гвинт рівня на алідаді горизонтального круга; 31 – рівень на алідаді горизонтального круга; 32 – установочний гвинт рівня при алідаді вертикального круга; 33 – кришка; 34 – гвинт, що закриває доступ до виправних гвинтів рівня.

Збільшення труби 26<sup>x</sup>; робочий діаметр горизонтального круга 90 мм; вертикальний круг 70 мм; ціна поділки лімбів 1°; ціна поділки шкали мікроскопа 1'; ціна поділки рівня на алідаді горизонтального круга 30", вертикального 15".

### 6.7. Вертикальний круг теодоліта

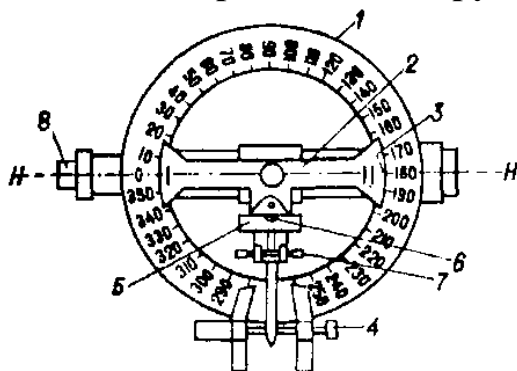


Рис. 6.9

Вертикальний круг теодоліта використовують для вимірювання вертикальних кутів. Вертикальний круг (Рис.6.9) складається з таких частин: 1 – лімб; 2 – алідада; 3 – лінія нульових штрихів алідади; 4 – навідний гвинт алідади; 5 – циліндричний рівень алідади; 6 – бульбашка рівня; 7 – виправні гвинти рівня; 8 – зорова труба.



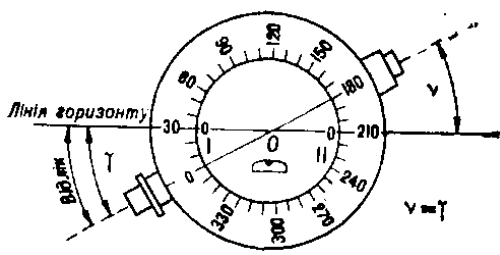


Рис. 6.10

Початком відліків кутів нахилу служить горизонтальна площина. Кут між горизонтальною площиною і напрямком візирної осі зорової труби називається *кутом нахилу* (рис.6.10).

Вертикальний круг прикріплений до осі обертання зорової труби і повертається разом з нею, при цьому алідада залишається нерухомою. Алідада в момент відліку по вертикальному кругу повинна займати горизонтальне положення. Таке положення алідади фіксується за допомогою рівня.

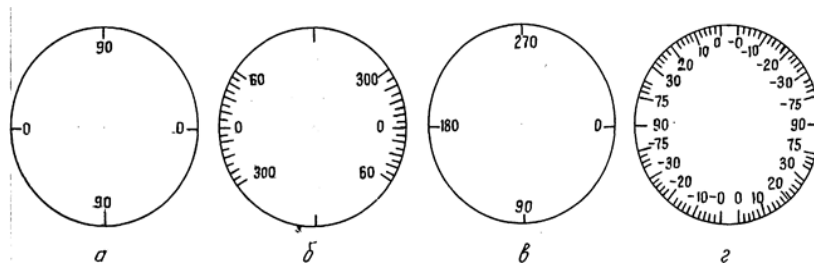


Рис. 6.11

Вертикальний круг відносно зорової труби може займати два положення: справа від труби – КП (круг справа) і зліва від труби – КЛ (круг зліва). Відліки на лімбі можливо одержувати при КП і КЛ. Існують різні системи оцифровки поділок вертикального круга (рис. 6.11).

У сучасних теодолітах використовують систему підписів поділок показану на (рис. 6.11, г).

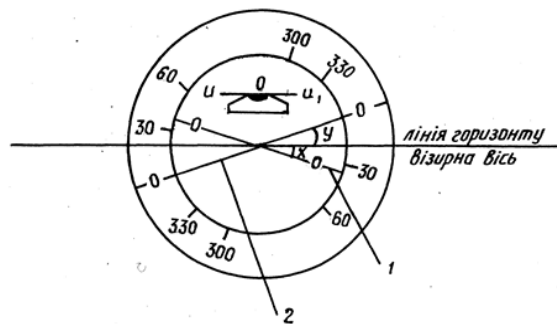


Рис. 6.12

При горизонтальному положенні зорової труби і осі рівня при алідаді вертикального круга відлік по лімбі повинен дорівнювати  $0^\circ$  (рис. 6.12). В цей момент нульовий діаметр лімба (2) і лінії нулів алідади (1) повинні знаходитись у горизонтальній площині. Практично цю вимогу не завжди

можна виконати і відлік по вертикальному кругу не дорівнює  $0^\circ$ .

Насправді нульовий діаметр лімба нахилений до осі рівня  $u_1$ , на кут "Y", а лінія нулів алідади на кут "X". У цьому випадку відлік по кругу визначиться сумою кутів  $(X+Y)$ . Цей відлік називають місцем нуля вертикального круга, тобто  $MO=X+Y$ . Відлік по вертикальному кругу при горизонтальному положенні візирної осі, коли бульбашка рівня при алідаді вертикального круга знаходиться на середині, називається місцем нуля (МО).

Для теодоліта Т30 місце нуля і кути нахилу обчислюють за формулами:

$$MO = \frac{KL + KP}{2}$$

$$v = KL - MO = MO - KP - 180^\circ = \frac{KL - KP - 180^\circ}{2}$$

де КЛ і КП – відліки на одну і ту ж точку місцевості при двох положеннях вертикального круга.

## 6.8. Основні осі теодоліта

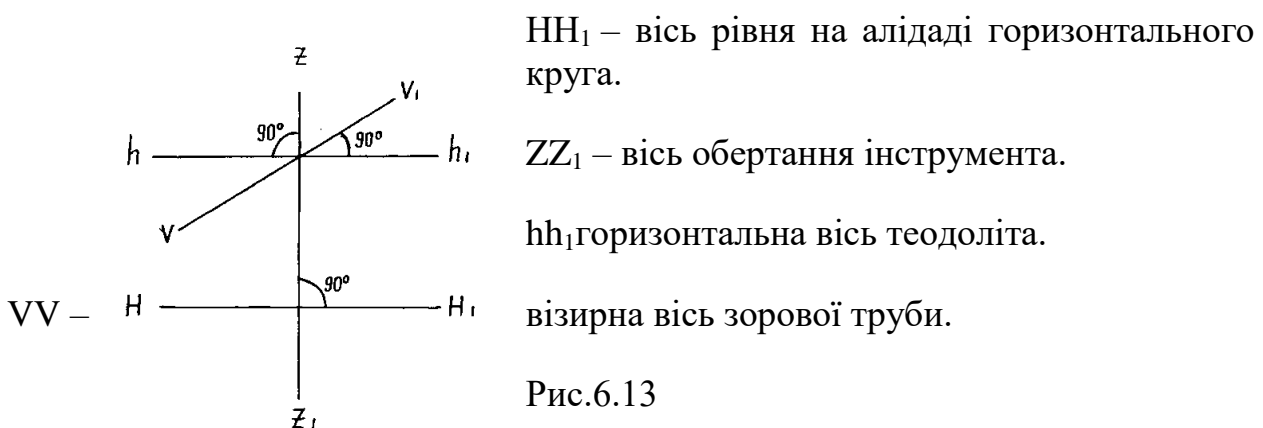


Рис.6.13

## 6.9. Перевірки і юстування теодоліта

### 6.9.1. Перевірки теодолітів серії Т30

Як видно з попереднього параграфа, теодоліт побудований за визначеною геометричною схемою і тому повинен відповідати певним вимогам із взаємного розташування осей, окремих частин і елементів. Тому виконуються необхідні операції з контролю дотримання геометричних умов. Комплекс таких операцій називається перевірками теодоліта. У відповідності до "Інструкції на методи і засоби перевірки теодолітів в експлуатації" [12] повинні виконуватися операції, наведені у табл. 6.1.

1. *Перевірку зовнішнього стану і комплектності теодоліта* проводять візуальним оглядом. Теодоліт повинен відповідати таким основним вимогам:

а) комплектність приладу повинна відповідати паспортним даним, вимогам ГОСТ 10529-86 і технічній нормативній документації;

б) прилад і футляр не повинні мати механічних пошкоджень, слідів корозії та інших дефектів, які ускладнять роботу з ним;

в) теодоліт повинен мати якісну оптичну систему: чисті поля зору зорової труби і відлікового мікроскопа.

## Перелік перевірок теодолітів серії Т30

№	Операції перевірок
1	Перевірка зовнішнього стану і комплектності
2	Перевірка працездатності теодоліта
3	Перевірка установочного рівня
4	Перевірка правильності установки сітки ниток зорової труби
5	Перевірка положення колімаційної площини
6	Перевірка положення горизонтальної осі теодоліта
7	Перевірка місця нуля вертикального круга
8	Визначення ексцентриситету вертикального круга
9	Перевірка зсуву візирної осі при перефокусуванні
10	Визначення середньої квадратичної похибки вимірювання горизонтального і вертикального кутів

**2. Перевірку працездатності теодоліта** виконують випробуванням, звертаючи увагу на:

- а) працездатність замків, які фіксують прилад у футлярі;
- б) працездатність установочних пристроїв, плавність обертання всіх рухомих елементів приладу.

Виводять навідні гвинти лімба, алідади та вертикального круга у середнє положення.

Відповідно до принципу вимірювання горизонтального кута, конструкція теодоліта повинна задовольняти такі геометричні умови:

- а) вісь установочного циліндричного рівня повинна бути перпендикулярною до осі обертання теодоліта;
- б) візирна вісь зорової труби повинна бути перпендикулярною до горизонтальної осі теодоліта;
- в) горизонтальна вісь теодоліта повинна бути перпендикулярною до осі обертання теодоліта;
- г) вертикальний штрих сітки ниток повинен бути перпендикулярним до осі обертання труби.

Якщо геометричні умови не відповідають наведеним, виконують певні виправлення, які називаються *юстування*.

### **3. Перевірка установочного рівня.**

Вертикальну вісь обертання теодоліта приводять при кутових вимірюваннях у прямовисне положення за допомогою установочного циліндричного рівня біля алідади горизонтального круга, вісь якого повинна бути перпендикулярною до вертикальної осі теодоліта.

Якщо ця умова дотримується, то після приведення бульбашки рівня в нуль-пункт і повороту алідадної частини на  $180^\circ$  навколо вертикальної осі,

вісь рівня збереже горизонтальне положення, тобто бульбашка рівня залишиться в нуль-пункті.

У випадку, якщо вісь рівня утворює з вертикальною віссю кут  $\beta$ , відмінний від  $90^\circ$ , то після приведення бульбашки рівня на середину вертикальна вісь виявиться нахилоною на кут  $\delta$ . На цей самий кут виявиться відхиленою вісь рівня від свого перпендикулярного до вертикальної осі положення.

З вищесказаного випливає спосіб виконання цієї перевірки. Виконують попереднє горизонтування теодоліта. Тоді обертанням алідадної частини теодоліта розміщують установочний рівень за напрямком двох підйомних гвинтів підставки і приводять бульбашку рівня за допомогою підйомних гвинтів на середину.

Повертають теодоліт на  $180^\circ$  на око або можна брати відліки за горизонтальним кругом при першому і другому положеннях алідадної частини теодоліта. Визначають, на скільки поділок змістилася бульбашка рівня з середини. Виправними гвинтами рівня зміщують бульбашку рівня в протилежний бік на половину поділок відхилення, а другу половину виправляють підйомними гвинтами підставки.

Юстування рівня повторюють до тих пір, поки зміщення бульбашки рівня з нуля пункту після повороту алідади на  $180^\circ$  не буде перевищувати 0,5 поділки шкали.

Виконання наступних перевірок і кутові вимірювання виконують при прямовисному положенні вертикальної осі теодоліта за виправним установочним рівнем.

#### **4. Перевірка правильності установки сітки ниток труби.**

Виконують після приведення осі обертання теодоліта у прямовисне положення.

Для створення зручностей при візуванні і з метою контролю правильності установки візирних знаків (віх, рейок, і т. д.) необхідно, щоб вертикальний штрих сітки ниток був вертикальним, а горизонтальний штрих – горизонтальним.

Для перевірки цієї умови наводять зорову трубу на добре видиму точку.

Якщо при обертанні зорової труби навколо горизонтальної осі зображення точки, переміщуючись уздовж вертикального штриха, буде знаходитися посередині між штрихами бісектора, то сітка ниток встановлена вірно.

Другим способом ця перевірка виконується так. Наводять зорову трубу на нитку виска, при цьому вертикальна нитка сітки повинна збігтись із зображенням нитки виска.

Однак, якщо точка зміщується з бісектора більше, ніж на одну третю його величини або вертикальна нитка сітки не збігається з виском, то установку сітки треба від'юстувати. Для цього необхідно відгвинтити і зняти ковпачок, що закриває юстувальні гвинти сітки. Гвинти злегка відпускають і

повертають сітку на необхідний кут. Закріплюють кріпильні гвинти і повторюють перевірку.

У результаті виконання такої перевірки вертикальний штрих сітки ниток буде знаходитися у колімаційній площині зорової труби, а горизонтальний штрих буде перпендикулярний до осі обертання теодоліта.

### **5. Перевірка положення колімаційної площини.**

Візирна вісь зорової труби повинна бути перпендикулярною до горизонтальної осі обертання труби.

При візуванні на віддалену точку  $A$ , розміщену приблизно на висоті горизонту приладу, відлік по горизонтальному колу при  $KL$  буде дорівнювати  $L$ . Переводять трубу через зеніт, повертають алідаду на  $180^\circ$  і візують знову на точку  $A$  при  $KP$ . Другому положенню труби відповідає відлік  $P$ , який дорівнює  $P = L + 180^\circ$ , звідки

$$L - (P \pm 180) = 0.$$

Якщо умова перевірки не дотримується, то візирна вісь при положеннях  $KL$  та  $KP$  і обертанні на  $360^\circ$  буде описувати не площину, а дві конічні поверхні. Кут  $c$  між напрямком, перпендикулярним до осі обертання труби і фактичним положенням візирної осі, називається *колімаційною похибкою*.

Відлік  $\beta$ , що відповідає перпендикулярному положенню візирної осі, визначається співвідношенням:

$$L = \beta - c. \quad (6.1)$$

Після переведення зорової труби через зеніт і повороту алідади рівно на  $180^\circ$  вісь  $VV$  не співпадає з напрямком на точку  $A$  (рис. 6.14г). Кут  $\beta$  може бути знайдений з виразу:

$$\beta = P - 180^\circ + c \quad (6.2)$$

З різниці кутів  $\beta$  при  $KL$  і  $KP$  отримаємо:

$$L - (P \pm 180^\circ) = 2c \quad (6.3)$$

Отже, при наявності колімаційної похибки  $c$  різниця відліків при різних положеннях колу не буде дорівнювати нулеві. Цей спосіб визначення колімаційної похибки за відліками горизонтального колу називають *кутовим*.

Якщо подвійна колімаційна похибка не перевищує подвійну точність відліку, то юстування не потрібне. Для виправлення навідним гвинтом алідади встановлюють її на середній з двох відліків. При цьому візирна вісь повернеться на кут  $c$  і перехрестя сітки ниток зійде з точки  $A$ . Тоді виправними гвинтами сітки ниток суміщають її перехрестя з точкою.

Оскільки теодоліти серії Т30 мають невисоку точність відлікового мікроскопа, то можна застосувати лінійний спосіб визначення колімаційної похибки.

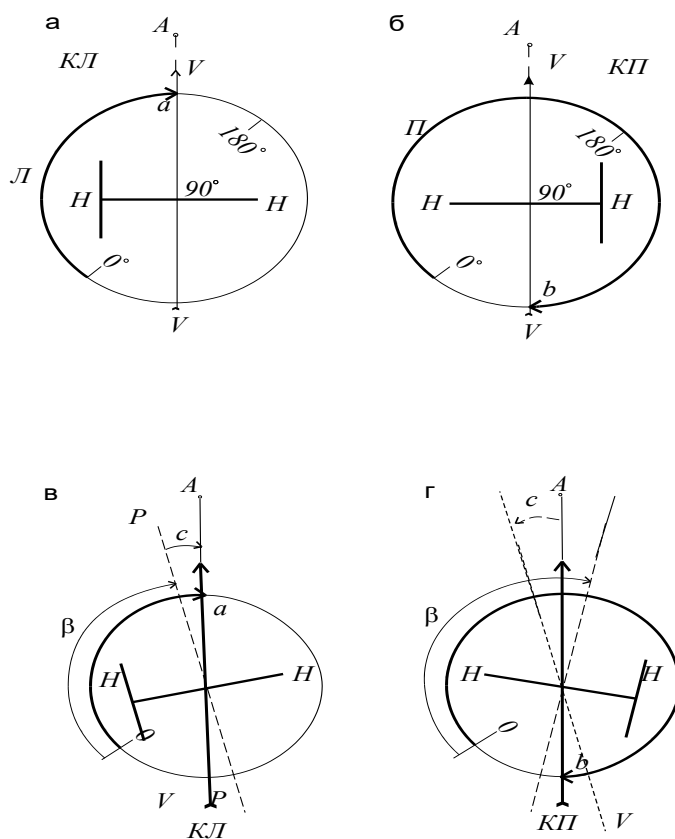


Рис. 6.14.

Установлюють теодоліт на рівних віддальх (20м) у створі між точкою візування  $P$  і лінійкою з поділками, приводять вертикальну вісь теодоліта у прямовисне положення за виправленим установочним рівнем. При  $KL$  наводять зорову трубу на точку  $P$ , розміщену приблизно на горизонті приладу. Переводять трубу через Zenit і на протилежній стороні виконують відлік на міліметровій лінійці  $b_1$ , який відповідає подвійній колімаційній похибці відносно лінії  $V_{KL}V_{KL}$ .

Виконують аналогічні операції при візуванні на точку  $P$  при  $KП$ , отримують відлік  $b_2$ . Значення колімаційної похибки в кутовій мірі отримують з виразу:

$$c = \frac{b_1 - b_2}{2d} \rho'' , \quad (6.4)$$

де  $d$  - віддаль від теодоліта до лінійки у мм;  $\rho'' = 206265''$ .

Для виправлення колімаційної похибки обчислюють відлік

$$b = b_2 + \frac{b_1 - b_2}{2} , \quad (6.5)$$

на який необхідно змістити сітку ниток.

Для цього потрібно відкрити ковпачок і шпилькою перемістити оправу сітки ниток за допомогою бокових виправних гвинтів до суміщення

перехрестя сітки ниток з відліком  $b$ , попередньо легко відпустивши вертикальний виправний гвинт. Точна установка перпендикулярності осей  $VV$  і  $HH$  досягається в декілька прийомів.

Якщо рівняння (6.4) і (6.5) розв'язати відносно  $\beta$ , то отримаємо:

$$\beta = \frac{L + (\Pi \pm 180^\circ)}{2}. \quad (6.6)$$

Середній відлік, отриманий при  $KL$  і  $KП$  під час візування на одну і ту саму точку, вільний від впливу колімаційної похибки. Тому при кутових вимірюваннях спостереження виконують при двох положеннях вертикального круга, щоб уникнути впливу колімаційної похибки на його результат.

### **6. Перевірка горизонтальної осі теодоліта**

При прямовисному положенні вертикальної осі теодоліта горизонтальна вісь обертання зорової труби повинна бути перпендикулярною до вертикальної осі обертання теодоліта.

Цю перевірку виконують таким чином. Установлюють теодоліт недалеко від стіни будинку ( $d > 20\text{м}$ ) і приводять вертикальну вісь у прямовисне положення за допомогою установочного рівня. На стіні приблизно на висоті теодоліта закріплюють міліметрову лінійку. Вибирають на стіні точку  $P$  (мал. 8.5), розміщену під кутом нахилу  $\nu > 20^\circ$ . При  $KL$  візують на вибрану точку і при закріпленому горизонтальному крузі проєктують її на лінійку. За допомогою вертикальної нитки беруть відлік  $a_1$  за міліметровою лінійкою.

Такі ж дії виконують при  $KП$  та отримують відлік  $a_2$ .

Кут нахилу горизонтальної осі теодоліта обчислюють за формулою:

$$i = \frac{a_1 - a_2}{2d} \rho'' \operatorname{tg} \nu, \quad (6.7)$$

де  $d$  - віддаль від теодоліта до лінійки у мм;  $\rho'' = 206265''$ .

Допустиме значення кута не повинне перевищувати  $10''$ .

У сучасних теодолітах дотримання умови цієї перевірки гарантується заводом-виготовлювачем. Виправлення рекомендується виконувати у спеціальних майстернях. Однак така перевірка повинна бути обов'язково виконана.

Похибка нахилу горизонтальної осі теодоліта на відлік по лімбу горизонтального круга обчислюється за формулою:

$$v_i = i \operatorname{tg} \nu \quad (6.7)$$

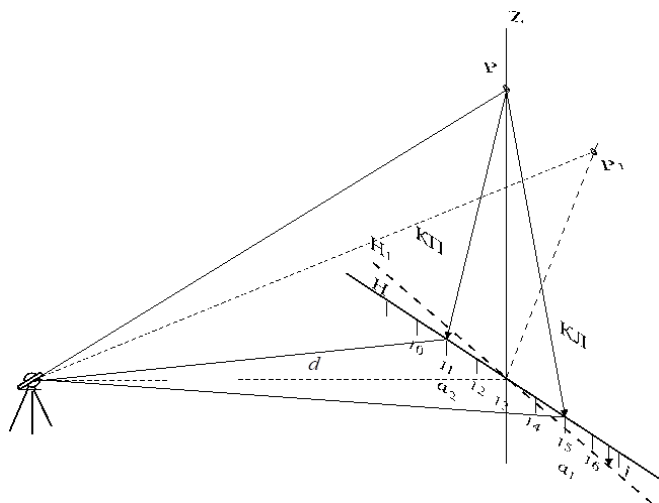


Рис. 6.15.

### 7. Перевірка точності кріплення ниткового виска

Центрування теодоліта, тобто суміщення центру лімба горизонтального круга з прямовисною лінією, що проходить через геодезичну точку, під час кутових вимірювань технічної точності виконують, як правило, за допомогою ниткового виска. Точка кріплення ниткового виска повинна лежати на вертикальній осі обертання приладу, тобто  $ZZ'$  повинна співпадати з  $Z'Z'$ .

Після старанного приведення вертикальної осі теодоліта у прямовисне положення визначають і фіксують тонкими нитками положення двох взаємно перпендикулярних колімаційних площин на 4-х кілках на віддалі 2-3 м від теодоліта. Тоді, прикріпивши шнуровий висок на вилку біля станового гвинта штатива, перевіряють положення гострого конуса виска відносно точки перетину натягнутих ниток. Відхилення не повинно перевищувати 1-2 мм. При відхиленнях, які перевищують 1-2 мм, механічним способом змінюють положення точки підвісу ниткового виска.

### 8. Перевірка місця нуля вертикального круга

Виходячи з принципу вимірювання кутів нахилу, впливає вимога до місця нуля ( $MO$ ) вертикального круга: *місце нуля вертикального круга має бути постійним і близьким до нуля.*

Місцем нуля називається відлік за вертикальним кругом при горизонтальному положенні візирної осі труби і осі рівня. Постійність місця нуля є надійним критерієм якості вимірювання кутів нахилу.

Розрізняють два способи визначення  $MO$  вертикального круга: за відліками вертикального круга і за відліками по рейці.

Для технічних теодолітів серії Т30 рекомендується спосіб визначення  $MO$  за допомогою вертикальної рейки. Приводять теодоліт у робоче положення. Наводять зорову трубу теодоліта при  $KL$  на прямовисно встановлену нерухому рейку, розміщену на віддалі 30-50 м. Навідним



гвинтом зорової труби встановлюють відлік за вертикальним кругом  $0^\circ$ , після попередньої установки бульбашки рівня на середину. Беруть відлік  $a_1$  середньою ниткою сітки по рейці.

Переводять зорову трубу через zenit і при  $KII$  встановлюють відлік по вертикальному кругу, який дорівнює  $180^\circ$ , і беруть відлік по рейці  $a_2$ . Обчислюють середній відлік:

$$a = 0.5(a_1 + a_2), \quad (6.8)$$

на який наводять при  $KЛ$  середній штрих сітки ниток. Переконавшись у тому, що бульбашка установочного рівня знаходиться на середині, виконують відлік за вертикальним кругом, що відповідає місцю нуля вертикального круга.

Для виправлення  $МО$  встановлюють відлік по лімбу вертикального круга, що дорівнює  $0^\circ$  (при  $KЛ$ ), при цьому середня нитка зміститься з відліку  $a$ . Виправними гвинтами сітки ниток зміщують середній штрих до відліку  $a$ .



Рис. 6.16.

Після виправлення перевірку повторюють. Після виконання цієї перевірки знову визначають колімаційну похибку.

Щоб переконатися у постійності  $МО$ , виконують визначення його за декількома точками. Отримані значення  $МО$  не повинні відрізнятися одне від одного більше, ніж на подвійну точність відлікового пристрою, що для теодолітів серії Т30 дорівнює  $1'$ .

### 6.9.2. Перевірки теодолітів серії Т5

Усі перевірки теодолітів серії Т5 співпадають з перевітками теодолітів Т30 або 2Т30 і виконуються в тому ж порядку, що і перевітки теодолітів Т30 або 2Т30

### 6.10. Способи вимірювання горизонтального кута

Вимірювання кутів технічної точності ведуть перевіреними і юстированими теодолітами. При цьому на кожній станції необхідно привести

теодоліт і візирні цілі на точках у робоче положення. Приведення теодоліта в робоче положення включає горизонтування і центрування приладу.

*Горизонтувати* - це значить привести лімб горизонтального круга в горизонтальне положення або привести вісь обертання теодоліта у вертикальне положення (рис. 6.7, б). Горизонтування виконують підйомними гвинтами підставки теодоліта за допомогою установочного циліндричного рівня аліади горизонтального круга. Для цього встановлюють вісь рівня за напрямком двох підйомних гвинтів і обертанням їх в різні сторони виводять бульбашку рівня в нуль-пункт. Повертають теодоліт на  $90^\circ$  і обертанням третього гвинта приводять бульбашку рівня на середину. Такі дії повторюють декілька разів, аж поки при обертанні теодоліта бульбашка рівня буде залишатись у нуль пункті.

*Центрувати* - це значить сумістити центр горизонтального лімба з прямовисною лінією, що проходить через вершину вимірюваного кута (рис. 6.17, а). Центрування виконують за допомогою ниткового виска або оптичного центруру. Утримуючи головку штатива приблизно в горизонтальному положенні, штатив з теодолітом переміщують так, щоб висок співпав з центром точки (геодезичного знака). Закріплюють ніжки

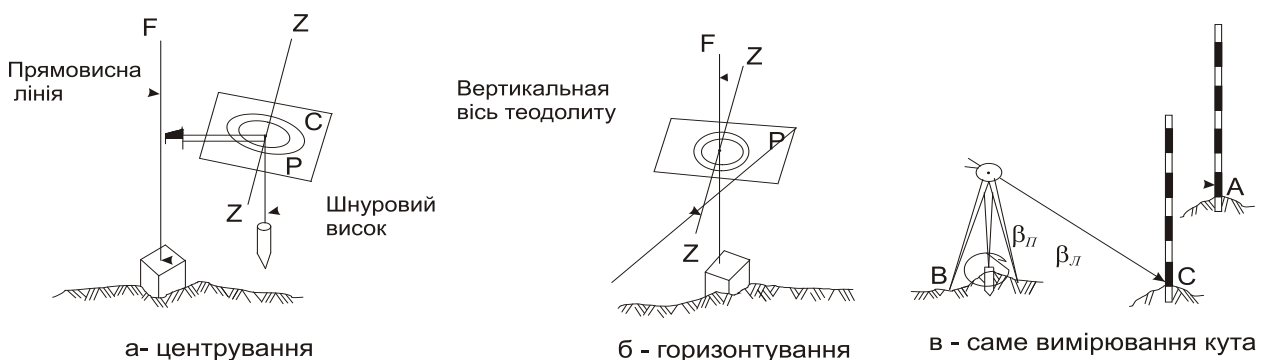


Рис. 6.17.

штатива і горизонтують теодоліт. Якщо центр виска не співпадає з центром точки, то їх суміщають переміщенням теодоліта на головці штатива і виконують остаточне точне горизонтування. Коливання ниткового виска не повинні перевищувати 1-2 мм відносно центру точки.

При оптичному центруванні зорову трубу встановлюють так, щоб відлік по вертикальному кругу дорівнював  $90^\circ$ . В процесі центрування добиваються суміщення візирної осі з центром знака, коли площина лімба теодоліта горизонтальна.

Як візирні цілі звичайно використовують вертикально утримувані віхи, що встановлюються на точках візування (Рис.6.17.в) А і С. Вимірюють ліві  $\beta_{\text{л}}$  і праві  $\beta_{\text{л}}$  за ходом горизонтальні кути.

Для спостереження візирних цілей необхідно передусім підготувати до цього зорову трубу теодоліта. Обертанням діоптрійного кільця окуляра

добиваються чіткого зображення сітки ниток, а тоді обертанням фокуруючого кільця  $I$  добиваються чіткого зображення візирної цілі.

Для виключення похибки через непрямовисне положення віхи слід суміщати перехрестя сітки ниток з нижньою частиною віхи приблизно 0.3 м над поверхнею землі (Рис.6.17.в).

Вимірювання окремого кута *способом прийомів* виконують таким чином. Приводять теодоліт і візирні знаки у робоче положення і, переконавшись у правильності цієї операції, починають вимірювання горизонтального кута. Для цього при *КЛ* установлюють відлік за горизонтальним кругом, близький до  $0^\circ$  (звичайно на  $5'-10'$  більше  $0^\circ$ ), для спрощення подальших обчислень. Звільняють закріпний гвинт лімба горизонтального круга і візують на початкову точку  $A$ . Суміщення перехрестя сітки ниток з візирною ціллю виконують тільки шляхом обертання навідного гвинта за годинниковою стрілкою (загвинчуванням). Виконують відлік за горизонтальним кругом  $On$  і записують його в журнал вимірювання кутів (табл.6.3).

Тоді звільняють алідаду горизонтального круга і візують на кінцеву точку  $C$ , виконують відлік  $Ok$  і записують його в журнал. Обчислюють значення вимірюваного кута з першого напівприйому при *КЛ*:

$$\beta_{кл} = (On - Ok)_{кл} \quad (6.9)$$

Переводять зорову трубу теодоліта через зеніт і виконують такі ж самі операції при *КП*, однак початковий відлік не встановлюють, а зміщають лімб на декілька мінут, щоб запобігти грубих помилок. Значення вимірюваного кута з другого напівприйому при *КП* знаходять з виразу:

$$\beta_{кп} = (On - Ok)_{кп} \quad (6.10)$$

Різниця виміряних кутів при двох положеннях кругів (*КЛ* і *КП*) не повинна перевищувати подвійної точності відлікового пристрою теодоліта:

$$\Delta\beta = |\beta_{кл} - \beta_{кп}| \leq 2t \quad (6.11)$$

Таблиця 6.2

Журнал вимірювання горизонтальних кутів способом прийомів

Об'єкт: <i>навчальний полігон</i>						Видимість: <i>добра</i>					
Дата: <i>15.02.21р.</i>						Спостерігач: <i>Рацін К.</i>					
Теодоліт: <i>2Т30 № 00536</i>						Обчислювач: <i>Січ Н.</i>					
Точки		<i>КЛ</i>		Відлік за горизонтальним кругом		Кут з напівприйому		Різниця		Середній кут	

Сто яння	Візу ван ня	<i>КП</i>	°	'	"	°	'	"	"	°	'	"
	A		0	00	30							
<b>B</b>		КЛ				102	55	30				
	C		102	56	00				-30	102	55	15
	A		180	01	00							
<i>B</i>		<i>КП</i>				102	55	00				
	C		282	56	00							

При недотриманні цієї умови необхідно повторити усі попередні дії. Помилкові дані в журналі закреслюють і вказують причину їхнього анулювання. Не дозволяється при веденні записів користуватися гумкою або виправляти окремі відліки.

При дотриманні цієї умови обчислюють середнє значення вимірюваного горизонтального кута з одного прийому:

$$\beta = (\beta_{кл} + \beta_{кп}) / 2, \quad (6.12)$$

яке вільне від впливу колімаційної похибки, нахилу горизонтальної осі обертання зорової труби і ексцентриситету алідади.

*Спосіб повторень* використовується під час вимірювання кутів технічними повторювальними теодолітами серії Т30 для підвищення точності кінцевого результату вимірювання шляхом послаблення впливу похибки відраховування.

Після приведення теодоліта в робочий стан при *КЛ* скріплюють алідаду з лімбом так, щоб відлік за лімбом був близький до 0° і, звільнивши лімб, візують на задню точку, відраховують і записують у журнал початковий відлік  $O_n$ . Звільняють алідаду, при нерухомому лімбі наводять на передню точку *C* і беруть контрольний відлік  $O_{кон.}$ , який також записується в журнал. Обчислюють контрольне значення вимірюваного кута:

$$\beta_k = O_{кон.} - O_n. \quad (6.13)$$

Тоді продовжують вимірювати кут при *КЛ* необхідну кількість  $n$  разів, але відліки за горизонтальним кругом не виконують.

Залишаючи алідаду скріпленою з лімбом, переводять трубу через зеніт. Відкріплюють лімб і наводять зорову трубу на задню точку *A*, відлік не беруть. Відкріплюють алідаду і при нерухомому лімбі наводять трубу на передню точку *C*. Продовжують вимірювати кут при *КП*  $n$  разів. Виконують відлік  $O_k$  і записують його в журнал.

Як видно, при способі повторень виконуються тільки три відліки за горизонтальним кругом. При обертанні алідади у процесі вимірювання відліковий штрих мікроскопа може  $k$  разів пройти через  $0^\circ$  лімба.

Значення  $k$  знаходять за наближеним значенням кута  $\beta_K$ :

$$k = \frac{2n\beta_K + O_K - O_{\Pi}}{360^\circ} . \quad (6.13)$$

Для обчислення вимірюваного кута з  $n$  повторень застосовують формулу:

$$\beta = \frac{k360^\circ + O_K - O_{\Pi}}{2n} , \quad (6.14)$$

в якій беруть участь тільки два відліки  $O_{\Pi}$  (при  $KL$ ) і  $O_K$  (при  $KП$ ).

### 6.11. Вимірювання кутів нахилу

Принцип вимірювання кутів нахилу, які знаходяться у вертикальній площині, полягає у визначенні кута між горизонтальною лінією і напрямком на точку візування.

У юстированому теодоліті для вертикального круга повинна бути виконана така умова: *при суміщенні нуля лімба зі штрихом відлікового мікроскопа візирна вісь труби повинна займати горизонтальне положення* (рис. 6.18а).

Відлік по вертикальному кругу при горизонтальному положенні візирної осі труби і осі рівня алідади горизонтального круга називається *місцем нуля* ( $MO$ ) вертикального круга. Для рис. 8.8а  $MO = 0^\circ$ , а для рис. 6.18,б  $MO = 10^\circ$ .

Вертикальний кут вимірюють двічі, при  $KL$  і  $KП$ , виконуючи візування і відліки по вертикальному кругу.

При вимірюванні кутів нахилу насамперед приводять теодоліт у робочий стан та вимірюють висоту приладу  $i$  висоту візування  $v$ . Звільняють закріпні гвинти лімба (алідади) і зорової труби, візують на точку  $A$ . Приводять на середину бульбашку установочного рівня обертанням підйомного гвинта підставки, за напрямком якого розміщений рівень, і підправляють візування навідним гвинтом зорової труби.

Точне суміщення горизонтального штриха сітки ниток із зображенням точки, за якою спостерігають, виконують обертанням за ходом годинникової стрілки (загвинчуванням) навідних гвинтів лімба (алідади) і зорової труби.

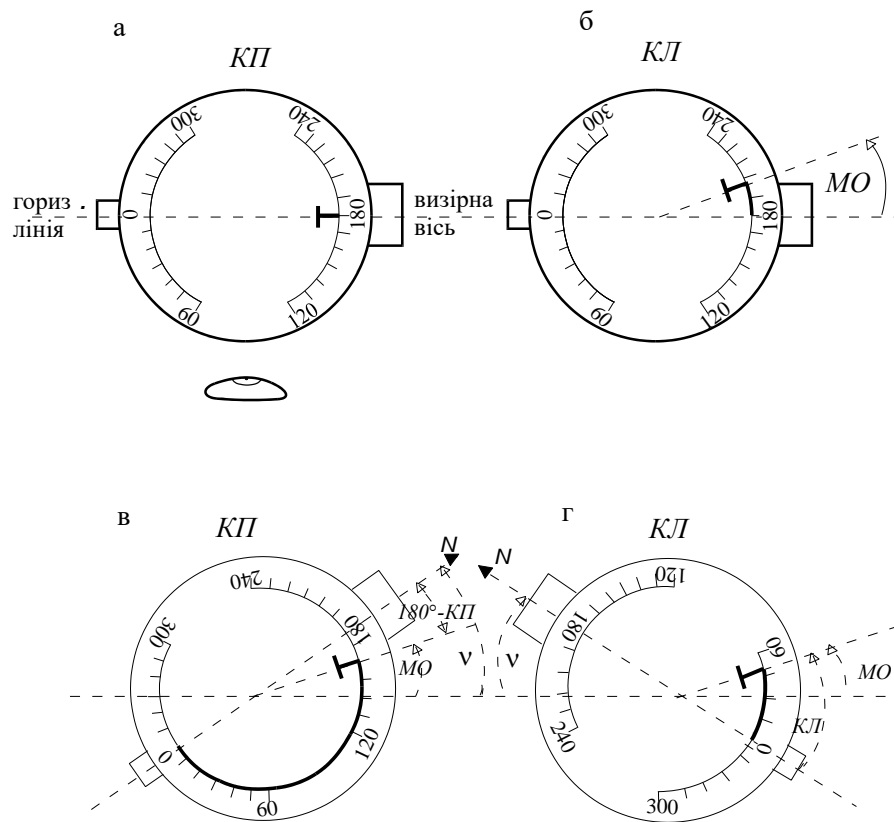


Рис. 6.18.

З огляду на рис. 6.18 в, г можна записати такі рівняння:

$$v = MO - КП \pm 180^\circ,$$

та

$$v = КЛ - МО.$$

З розв'язання цих рівнянь відносно  $v$  і  $МО$  отримаємо:

$$МО = \frac{КЛ + КП \pm 180^\circ}{2}, \quad (6.15)$$

та

$$v = \frac{КЛ - КП \pm 180^\circ}{2}. \quad (6.16)$$

Таке вимірювання кута нахилу називають вимірюванням повним прийомом за однією (середньою) ниткою. При візуванні на ціль за допомогою трьох штрихів (верхній, середній та нижній штрихи сітки ниток) спосіб називають повним прийомом трьох ниток.

## 6.12. Джерела похибок кутових вимірювань

На точність вимірювання горизонтальних кутів впливають похибки:

- центрування - неточне положення теодоліта над центром знаку;
- редуції - неточне положення візирних марок над центрами точок теодолітного ходу;
- приладу;

- власне вимірювання кута через похибки візування, відліку і особистої похибки спостерігача;
- впливу зовнішніх умов та інші.

Припустима кутова нев'язка у теодолітному ході визначається з виразу:

$$f_{\beta} = 1' \sqrt{n}, \quad (6.17)$$

де  $n$  - кількість виміряних кутів. У формулі (6.17) подвійна середня квадратична похибка прийнята рівною одній хвилині. Точність вимірювання кута теодолітом ТЗ0 в одному прийомі характеризується середньою квадратичною похибкою  $m_{\beta} = 30''$ .

Виходячи з принципу рівного впливу, на долю кожного з джерел похибок приходиться:

$$m'_{\beta} = \frac{30''}{\sqrt{k}}, \quad (6.18)$$

де  $k$  - кількість джерел похибок. Тоді отримуємо при  $k = 6$ :  $m'_{\beta} = 12''$ .

У витягнутому теодолітному ході з приблизно рівними сторонами  $S = 100\text{м}$  необхідно центрувати теодоліт з похибкою:

$$e = \frac{m'_{\beta} S}{\rho'' \sqrt{2}}. \quad (6.20)$$

Підставляючи значення  $m'_{\beta}$  і  $S$  у формулу (6.20), отримуємо  $e \approx 4\text{мм}$ , що забезпечує нитковий висок.

Візорні знаки повинні бути центровані з похибкою:

$$e_1 = \frac{m'_{\beta} S}{\rho''}. \quad (6.21)$$

Підставляючи значення  $m'_{\beta}$  і  $S$  у формулу (6.21), отримуємо  $e_1 \approx 8\text{мм}$ , тобто при візуванні на точки  $A$  і  $C$  слід наводити на низ віхи, щоб виключити вплив її нахилу.

Середня квадратична похибка власне вимірювання горизонтального кута у способі прийомів, що залежить від похибок візування  $m_{\beta}$  і відрахування  $m_0$ , може бути отримана після диференціювання формули:

$$\beta = 0.5[(O_k - O_n)_{КЛ} + (O_k - O_n)_{КП}], \quad (6.22)$$

яку можна отримати з формули (6.22).

Відліки за лімбаом  $O_k$  і  $O_n$  є незалежними один від одного, тоді, спираючись на формулу (9.49), можна визначити середню квадратичну похибку кута  $\beta$  за формулою:

$$m_{\beta}^2 = 0.25(4m_n^2),$$

або

$$m_{\beta} = m_n,$$

де  $m_H$  - середня квадратична похибка вимірювання напрямку, яка дорівнює:

$$m_H = \sqrt{m_B^2 + m_O^2}.$$

Тоді середня квадратична похибка кута, виміряного одним прийомом, складе:

$$m_\beta = \sqrt{m_B^2 + m_O^2}. \quad (6.23)$$

При вимірюванні кута  $n$  прийомами похибка середнього значення буде:

$$m_\beta = \sqrt{\frac{m_B^2}{n} + \frac{m_O^2}{n}}. \quad (6.24)$$

*Приклад.* Горизонтальний кут, виміряний одним прийомом теодоліта 2Т30П, для якого  $m_O = 15''$ ,  $m_B = 3''$ . Визначити середню квадратичну похибку виміряного кута.

За формулою (6.24) отримаємо  $m_\beta = 15.3''$ .

Середня квадратична похибка власне вимірювання горизонтального кута у способі повторень може бути знайдена після диференціювання формули (6.22) з урахуванням того, що кінцевий відлік містить у собі похибки  $4n$  візувань, де  $n$  - кількість повторень вимірювання кута.

Переходячи до середніх квадратичних похибок, отримаємо загальну похибку вимірювання кута  $n$  повтореннями :

$$m_\beta = \sqrt{\frac{m_O^2}{2n^2} + \frac{m_B^2}{n}}. \quad (6.25)$$

*Приклад.* Горизонтальний кут, виміряний одним повторенням теодолітом 2Т30П, для якого  $m_O = 15''$ ,  $m_B = 3''$ . Визначити похибку кута.

Підставляючи значення похибок відліку і візування у формулу (6.25), отримаємо:  $m_\beta = 8.1''$ .

Середня квадратична похибка вимірюваного вертикального кута одним прийомом дорівнює:

$$m_v = \frac{\sqrt{m_{кп}^2 + m_{кп}^2}}{2}.$$

Оскільки при кожному напівприйомі виконується тільки одне візування і береться один відлік, то

$$m_{кп} = m_{кп} = \sqrt{m_\beta^2 + m_O^2}.$$

Тоді

$$m_v = \sqrt{\frac{m_\beta^2 + m_O^2}{2}}. \quad (6.26)$$

При вимірюванні вертикального кута  $n$  прийомами середня квадратична похибка може бути знайдена з виразу:



$$m_v = \sqrt{\frac{m_B^2 + m_O^2}{2n}}. \quad (6.27)$$

*Приклад.* Вертикальний кут, виміряний одним прийомом теодолітом 2Т30П, для якого  $m_O = 15''$ ,  $m_B = 3''$ . Визначити середню квадратичну похибку власне вимірювання кута нахилу.

Підставляючи значення похибок у формулу (6.27), отримаємо:  $m_v = 10.8''$ .

Середню квадратичну похибку горизонтального кута для конкретного технічного теодоліта визначають зі спеціального дослідження. Для цього вимірюють горизонтальний кут у межах  $90^\circ - 30^\circ$ , сторони якого мають вертикальні кути, які відрізняються один від одного не менше, ніж на  $20^\circ$ . Вимірювання виконують 12-ма прийомами з перестановкою лімба через  $15'$  у кожній з 4-х серій.

Значення середньої квадратичної похибки обчислюють за формулою:

$$m_B = \sqrt{\frac{[vv]}{n-1}}, \quad (6.28)$$

де  $v$  - відхилення кожного результату вимірювань горизонтального кута від його середнього значення в серії;  $n$  - кількість прийомів.

Теодоліти серії Т30 (2Т30, 2Т30П, 2Т30П) повинні забезпечувати середню квадратичну похибку вимірювання горизонтального кута, яка не перевищує  $30''$ , кута нахилу -  $45''$ .

### **Питання для самостійної роботи до теми 6.**

1. Принцип вимірювання горизонтального кута.
2. Призначення зорових труб.
3. Будова зорової труби.
4. Рівні та їх призначення.
5. Відлікові пристрої: штриховий і шкаловий мікроскопи.
6. Теодоліт, його будова і застосування.
7. Вертикальний круг.
8. Основні осі теодоліта.
9. Назвати перевірки і юстування теодолітів.
10. Вимірювання кутів нахилу.
11. Джерела похибок кутових вимірювань.

## **ЛЕКЦІЯ 12-13. Тема 7. Нівелювання**

- 7.1. Методи визначення висот.
- 7.2. Геометричне нівелювання.
- 7.3. Способи геометричного нівелювання.
- 7.4. Інструменти для геометричного нівелювання.
- 7.5. Нівелірні рейки. Башмаки і костилі.
- 7.6. Перевірки і юстування нівеліра Н-3; Н-3.К
- 7.7. Дослідження та перевірки нівелірних рейок.
- 7.8. Класифікація державної нівелірної мережі.
- 7.9. Нівелірні знаки.
- 7.10. Нівелювання IV класу.
- 7.11. Послідовність роботи на станції при нівелюванні IV класу.
- 7.12. Камеральне опрацювання матеріалів нівелювання IV класу.
- 7.13. Нівелювання III класу.
- 7.14. Послідовність роботи на станції при нівелюванні III класу.
- 7.15. Камеральне опрацювання матеріалів нівелювання III класу.
- 7.16. Технічне нівелювання.
- 7.17. Перерва в роботі при нівелюванні III і IV класів.
- 7.18. Передача висот через перешкоди.
- 7.19. Прив'язка нівелірних ходів до постійних знаків.
- 7.20. Тригонометричне нівелювання.

*Література: Грабовий В. М. Геодезія : навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (с. 90-118)*

### **7.1. Методи визначення висот**

Нівелювання – це сукупність геодезичних вимірювань, які виконуються для визначення різниці висот точок земної поверхні (перевищень), а також висот точок відносно прийнятої вихідної відлікової поверхні. Нівелювання необхідне для створення висотної основи топографічних знімків, для вивчення форм рельєфу і визначення різниці висот точок при топографічних зйомках, проектуванні, будівництві і експлуатації різних споруд. Результати нівелювання мають важливе значення при розв'язанні наукових та практичних задач геодезії. Для визначення перевищень застосовують геометричне, тригонометричне, барометричне і гідростатичне нівелювання.

### **7.2. Геометричне нівелювання**

Геометричне нівелювання – це визначення висот точок горизонтальним променем. Воно виконується за допомогою нівеліра і нівелірних рейок. Геометричне нівелювання є основним методом побудови опорної висотної мережі. Державну нівелірну мережу поділяють на I, II, III і IV класи. Державна нівелірна мережа всіх класів є висотною основою топографічних знімків усіх масштабів і геодезичних вимірювань, які виконуються для потреб народного господарства. Сукупність точок, висоти яких визначені із геометричного нівелювання і закріплені на місцевості спеціальними знаками, називається нівелірною мережею. Нівелірні мережі I і II класу

служать головною висотною основою, за допомогою якої встановлюється єдина система висот на всій території нашої країни, а також служить для наукових цілей. Нівелірні мережі III і IV кл. служать для забезпечення топографічних знімальних і розв'язання інженерних задач. За початок відліку висот у нашій країні служить "0" Кронштадтського футштока. Вихідними даними для розвитку знімальних мереж є точки, визначені з геометричного нівелювання.

### 7.3. Способи геометричного нівелювання

Способи геометричного нівелювання розрізняють два способи геометричного нівелювання: із середини і вперед.

**Нівелювання із середини:** При визначенні перевищення між точками А і В (рис. 7.1) геометричним нівелюванням устанавлюють інструмент (нівелір) на однакових відстанях між точками А і В, а над точками устанавлюють вертикально рейки. Нівелір – це інструмент, у якого візирна вісь зорової труби після устанавлення його на станції за рівнем, займає горизонтальне положення. Наводячи послідовно нівеліром на рейки, беруть відліки  $a$  і  $b$ . Точка В, перевищення якої визначається, називається передньою точкою, а точка А, відносно якої визначається перевищення, називається задньою. Так само називаються рейки.

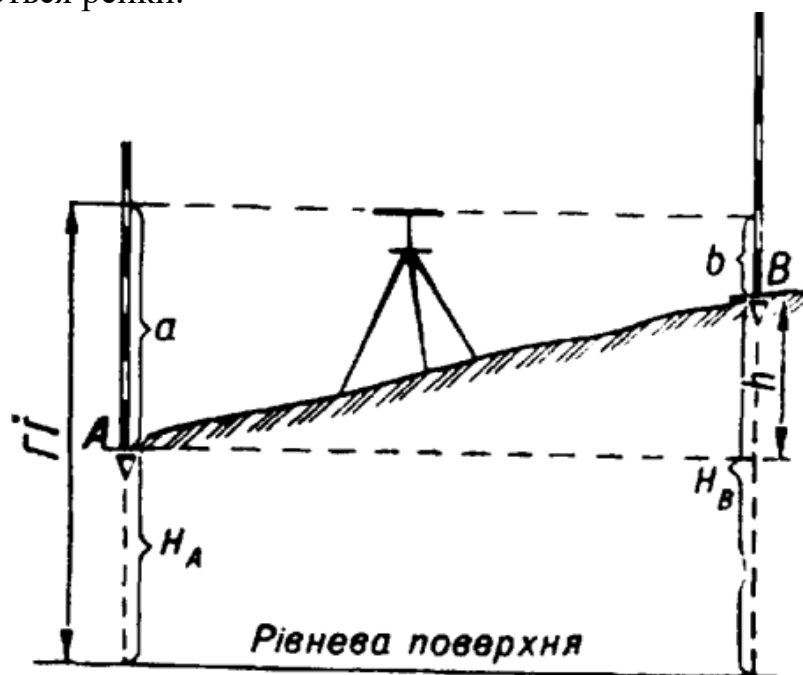


Рис. 7.1

Отже, перевищення  $h$  дорівнює різниці відліків по задній і передній рейках, тобто  $h = a - b$ , а висота точки В дорівнює висоті точки А " $H_A$ " плюс перевищення  $h$ :  $H_B = H_A + h$ . Такий спосіб нівелювання називають нівелюванням із середини. Якщо відлік  $a > b$ , то перевищення буде додатним, а якщо  $a < b$ , то перевищення буде від'ємним. Висоту точки В можна визначити і за допомогою горизонту інструмента  $Гі$ :  $Гі = H_A + a$ ;  $H_B = Гі - b$ .

Горизонт інструмента – це висота горизонтального візирного променя над вихідною рівневою поверхнею і дорівнює на станції висоті задньої точки плюс відлік по рейці.

**Нівелювання вперед:** При геометричному нівелюванні вперед нівелір установлюють так, щоб окуляр зорової труби проєктувався на точку  $A$ , а на передній точці  $B$  установлюють рейку (рис. 7.2), беруть відлік  $b$  по рейці і вимірюють висоту інструмента  $i$  від центра окуляра нівеліра до точки  $A$  за допомогою рейки або рулетки. Перевищення  $h$  визначають за формулою  $h = i - b$ , а висота точки  $B$  визначається за формулою  $H_B = H_A + h$  або за допомогою горизонту інструмента:  $\Gamma i = H_A + i$ ;  $H_B = \Gamma i - b$ . При нівелюванні переважно застосовується спосіб із середини. Крім цього, розрізняють нівелювання просте і складне. Якщо перевищення однієї точки над іншою визначається з однієї установки інструмента між точками, то нівелювання буде простим, а якщо необхідне багаторазове установлення інструмента між точками для визначення перевищення між ними, то таке нівелювання називається складним. Найчастіше доводиться нівелювати між точками  $A$  і  $D$  (рис. 7.3), які знаходяться на великій віддалі одна від одної.

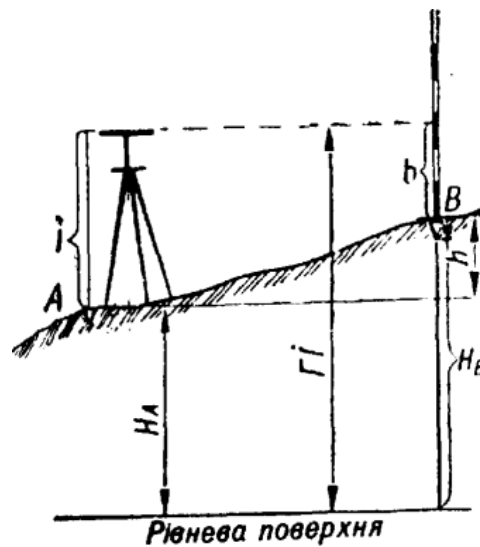


Рис. 7.2

У цьому випадку виконують послідовне нівелювання, на станціях  $1, 2, 3$  визначають перевищення:  $h_b = a_1 - b_1$ ;  $h_c = a_2 - b_2$ ;  $h_d = a_3 - b_3$ , тоді  $h = h_b + h_c + h_d$ ,  $h = \sum a - \sum b$ . При послідовному нівелюванні утворюється нівелірний хід.

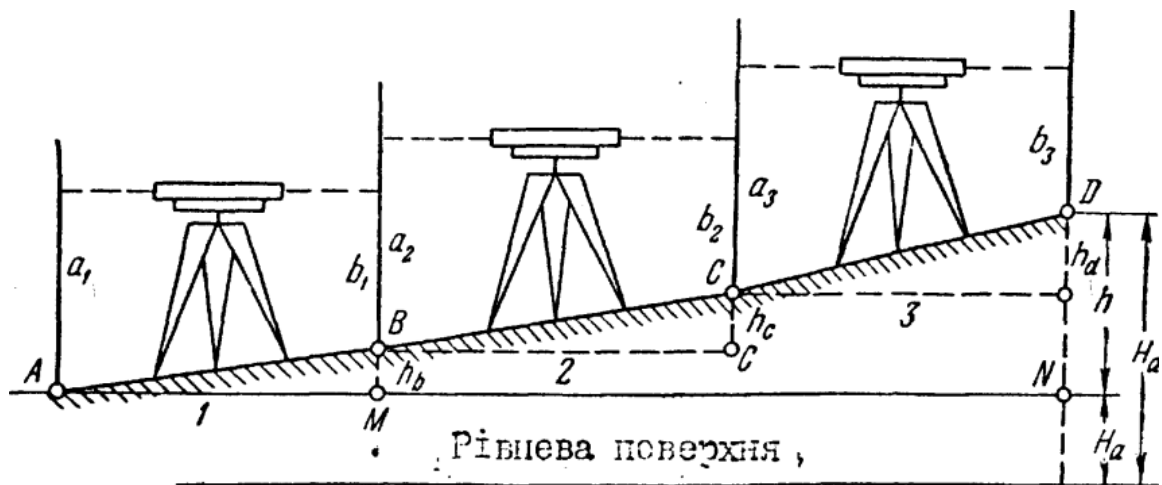


Рис. 7.3

#### 7.4. Прилади та інструменти для геометричного нівелювання

Для виконання геометричного нівелювання застосовують інструменти, які називаються нівелірами. Сучасна промисловість виготовляє глухі нівеліри, у яких зорова труба з'єднана з рівнем і віссю обертання наглухо. Крім цього, сучасні нівеліри за точністю поділяють на високоточні, точні і технічні. Нівелір Н-3 (рис. 7.4) – точний глухий нівелір, призначений для геометричного нівелювання III–IV кл. У нівеліра Н-3 збільшення зорової труби  $31\times$ , коефіцієнт віддалеміра 100, ціна поділки циліндричного рівня на 2 мм в секундах дуги  $15''$ , ціна поділки круглого рівня на 2 мм у мінутах дуги  $5'$  і найменша віддаль візування 2 м.

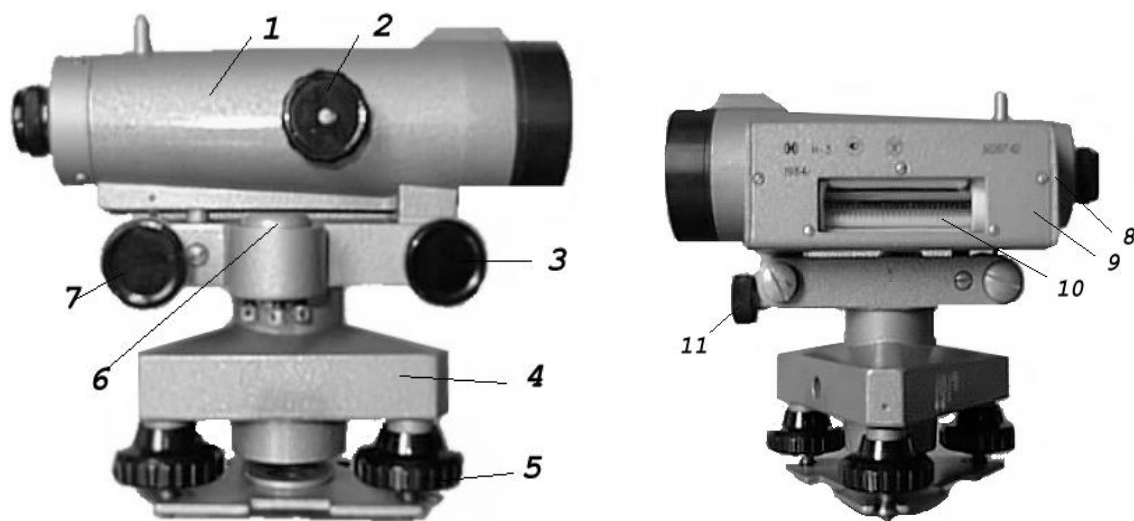


Рис. 7.4

Основні частини нівеліра Н-3: зорова труба (1), фокусна ручка (2), навідний гвинт (3), круглий рівень (6), елеваційний гвинт (7), закріпний гвинт (11), коробка циліндричного рівня (9), підставка (4), підймальні гвинти (5), юстувальні гвинти циліндричного рівня (8).

За допомогою оптичної системи, розташованої над циліндричним рівнем, зображення кінців рівня передається в поле зору труби нівеліра (рис.

7.5). У полі зору труби одночасно видно бульбашку рівня (1), нівелірну рейку (2), сітку ниток (3).

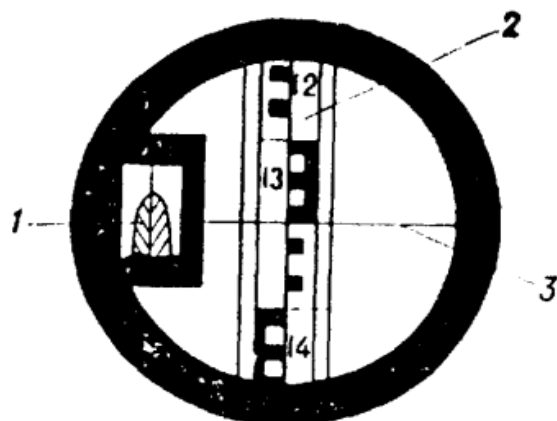


Рис. 7.5.

Відлік по рейці дорівнює **1350**. Вісь візування займає горизонтальне положення, якщо відображення кінців бульбашки циліндричного рівня за допомогою елеваційного гвинта (7) суміститься в полі зору труби.

Нівелір Н-ЗК (рис. 7.6) – точний з самоустановлюючою лінією візування призначений для геометричного нівелювання III–IV кл. Технічні дані такі ж, як і у нівеліра Н-3.

Будова нівеліра Н-ЗК. Основними частинами нівеліра Н-ЗК є :

- 1 - піднімальні гвинти;
- 2 - круглий рівень;
- 3 - дзеркало – для підсвічування круглого рівня;
- 4 - підставка нівеліра;
- 5 - зорова труба;
- 6 - окуляр;
- 7 - об'єктив;
- 8 - фокусуєчий гвинт (кремальєра);
- 9 - навідний (мікрометричний) гвинт.

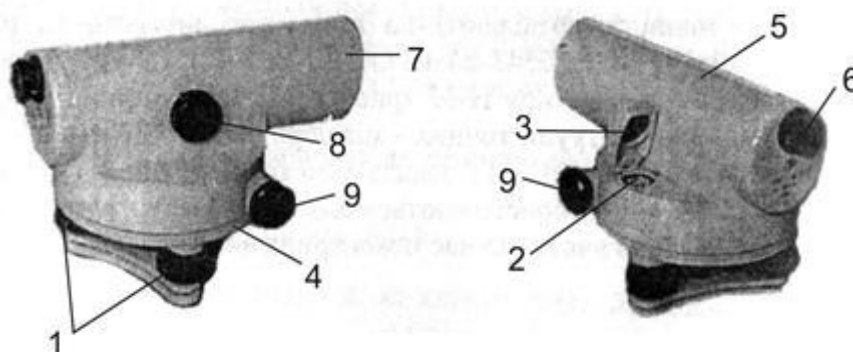


Рис. 7.6.

У нівелірі Н-3К відсутні циліндричний рівень і елеваційний гвинт, тому що візирна вісь встановлюється автоматично в горизонтальне положення призмовим компенсатором (при кутах нахилу до 15').

Компенсатор – це пристрій, який автоматично встановлює промінь візування у горизонтальне положення при невеликих нахилах зорової труби.

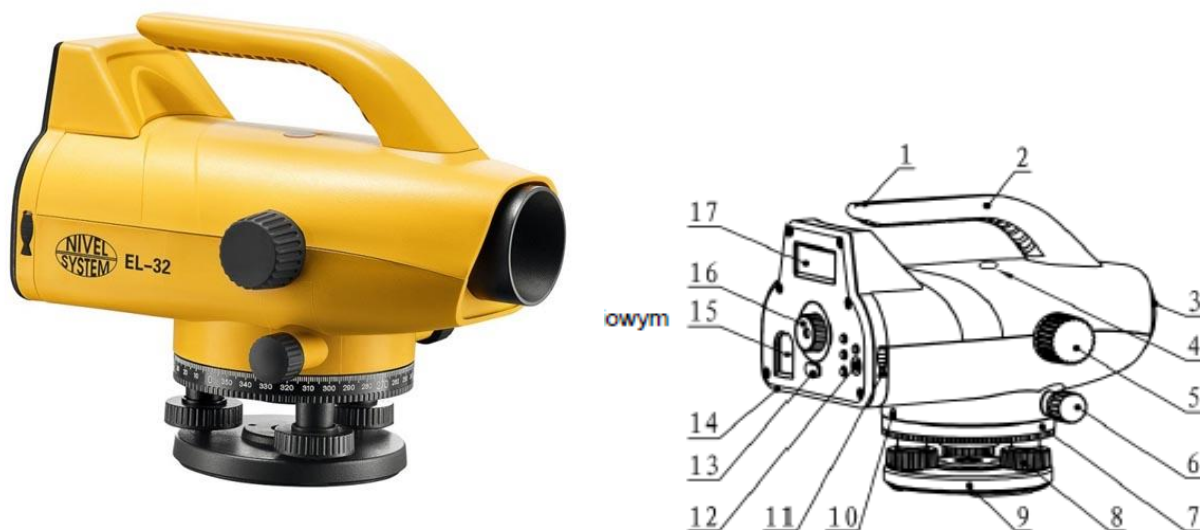


Рис. 7.7.

Будова електронного нівеліра **EL-32**. Основними частинами нівеліра **EL-32e** :

1. коліматор;
2. ручка для перенесення;
3. зорова трубка;
4. кнопка тригера вимірювання;
5. кільце фокусування;
6. повзунок горизонтального кола;
7. горизонтальне коло з поступовим поділом;
8. регулювальні гвинти;
9. трибра;
10. індикатор горизонтального кола;
11. роз'єм живлення / зв'язку;
12. кнопки;
13. ректифікаційні гвинти;
14. вирівнювальні гвинти для флакона;
15. циркулярний флакон;
16. окуляр;
17. дисплей.

**Електронний нівелір Nivel System EL-32** - це обладнання високого класу, яке забезпечує швидкі, точні автоматичні і класичні вимірювання навіть у дуже складних умовах роботи. Зчитування з вимірювальної рейки виконується автоматично. Прилад автоматично зробить виміри, повідомить

різницю в висоті і відстань від пристрою до рейки. Результати вимірювань відображаються на великому читаному РК-екрані з підсвічуванням.

Електронний нівелір Nivel System EL-32 забезпечує точні вимірювання 1 мм/км. Магнітний компенсатор з діапазоном  $\pm 15'$  дозволяє виконувати вимірювання в місцях, де штатив може бути підданий вібрації. Вимірювання виконуються автоматичним і класичним методом. Устаткування призначене для роботи з великими відстанями до 100 м.

Nivel System EL-32 дозволяє записувати вимірювання і експортувати їх на комп'ютер.

Таблиця 7.1

Специфікація Nivel System EL-32

<b>Оптика</b>	
Збільшення зорової труби	32х
Діаметр об'єктива	
Кут поля зору	1°30'
<b>Виміри</b>	
Діапазон вимірювання відстані	2 м – 100 м
Час вимірювань	3 с
<b>Точність</b>	
Точність оптичного зчитування	1,0 мм/км подвійного ходу
Точність електронного зчитування (стандартна рейка)	1,0 мм/км подвійного ходу
<b>Компенсатор</b>	
Тип компенсатора	Магнітний демпфер
Діапазон роботи компенсатора	$\pm 15'$
Точність установки компенсатора	$\pm 0,3''$
<b>Дисплей</b>	
Екран	
Управління	Цифрова клавіатура
<b>Дані і пам'ять</b>	

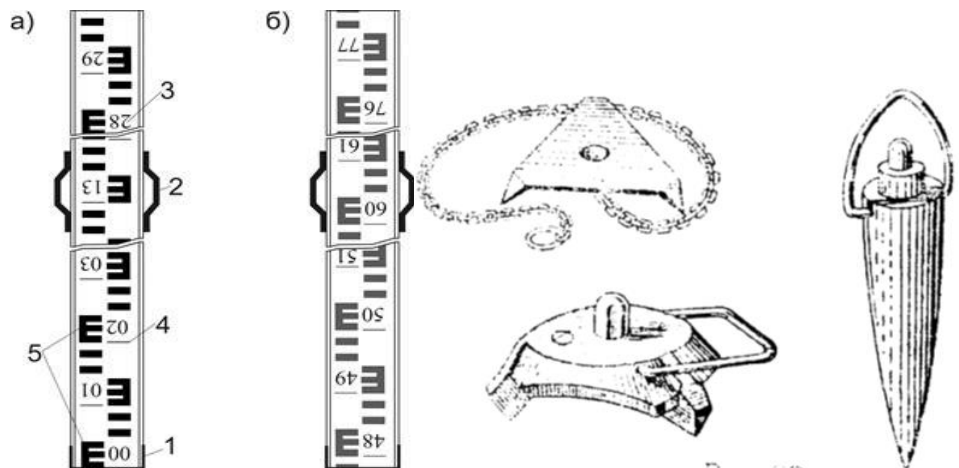


<b>Оптика</b>	
Внутрішня пам'ять	1000 точок
Зовнішня пам'ять	-
USB	Так
RS232	Ні
Bluetooth	Ні
<b>Електроживлення</b>	
Час роботи	20 год.
Акумулятор	Li-ion 2,2 Агод
<b>Рівень</b>	
Круглий рівень	8'/2мм
<b>Фізичні характеристики</b>	
Діапазон робочих температур	-20 °С +50 °С
Пило/Вологозахист	IP55
Вага	1,9 кг
<b>Інформація</b>	
Гарантія	12 місяців
Країна виробник	Китай
Країна бренду	Польща

### 7.5. Нівелірні рейки. Башмаки і костилі

Нівелірна рейка служить робочою мірою вимірювання перевищень. За точністю рейки поділяються на високоточні (РН-05), точні (РН-3) та технічні (РН-10). Літери означають – „Р” – рейка, „Н” – нівелірна, цифри – вказують середню квадратичну похибку (у міліметрах) на 1 кілометр подвійного нівелірного ходу. Для нівелювання I, II та III класів використовуються суцільні рейки з круглим рівнем. У складних рейках після цифр додається літера „С” (РН-10С).

Для нівелювання III і IV класів застосовують шашкові рейки (рис.7.8). Рейки виготовляють з сухих дерев'яних брусків (1) довжиною 3 м, шириною 10 см і товщиною 2 см. Щоб рейки не деформувались, до їх бокових ребер прикручують бортики (2). Основа рейки має металеву окову (6), яка називається п'яткою. Рейки мають дві ручки (3) і круглі рівні (5). Для перевірки рівнів на рейках установлені кронштейни і цілики (4). Сторони рейок поділені сантиметровими поділками. На лицьовій стороні дециметрові поділки підписують від **0** до **29**. Лицьова сторона має підписи і колір поділок чорний, а зворотна сторона – червоний. П'ятки на чорних сторонах рейок збігаються з початком відліку, тобто з нулем. Початок червоної сторони однієї рейки позначають довільним числом. Наприклад: **4687**, а початок червоної сторони другої рейки позначають іншим числом, яке відрізняється від першого на **100** мм, наприклад, **4787**. У комплект входять дві рейки, у яких на червоних сторонах нулі не збігаються на  $\pm 100$  мм. Рейки бувають суцільні і складальні. Для установлення рейок під час нівелювання застосовують башмаки або костилі (рис. 7.9).



а) чорний бік; б) червоний бік  
Рис. 7.8

Башмаки та костилі  
Рис. 7.9.

## 7.6. Перевірки і юстування нівеліра Н-3 та Н-3К

Під перевітками розуміють контроль правильності взаємного положення осей і частин приладу. У випадку виявлення невідповідності її усувають шляхом юстирування (виправлення).

### 7.6.1. Перевірки і юстування нівеліра Н-3

Перед виконанням перевірок нівеліра виконують загальний його огляд, при цьому визначають, як працюють піднімальні, закріпні, навідні і елеваційні гвинти нівеліра і при необхідності здійснюють їх регулювання. Після цього виконують перевірки в такій послідовності:

**1. Перевірка плавного обертання нівеліра навколо вертикальної осі.** Нівелір повинен обертатись навколо вертикальної осі вільно і плавно. Якщо

умова не виконується, то верхню частину приладу звільняють і знімають. Після цього чистять вісь та втулку і змащують вісь.

**2. Вісь круглого рівня повинна бути паралельна до осі обертання нівеліра.**

Для перевірки цієї умови встановлюють круглий рівень у напрямку двох піднімальних гвинтів (рис.7.10), і обертанням трьох піднімальних гвинтів у протилежних напрямках приводять бульбашку рівня в нуль-пункт. Після цього повертають верхню частину нівеліра на  $180^0$ , бульбашка рівня повинна залишатись у нуль-пункті, тобто умову виконано, якщо ні, то виправними гвинтами рівня зміщують бульбашку в нуль-пункт на половину її відхилення. Другу половину відхилення бульбашки рівня зміщують піднімальними гвинтами. Для контролю перевірку повторюють.

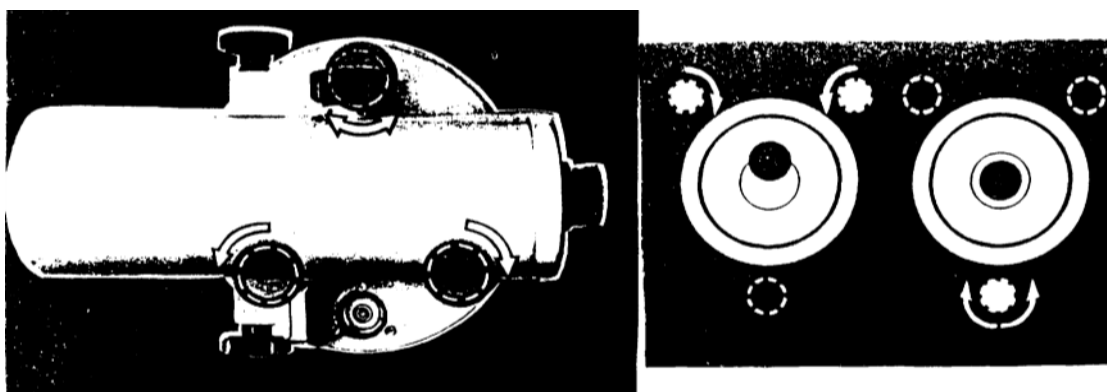


Рис. 7.10

**3. Перевірка правильності установки сітки ниток.**

Вертикальна нитка сітки повинна бути паралельною до осі обертання нівеліра. Встановлюють нівелір у робоче положення, а на віддалі 25–30 м від нівеліра підвішують висок і наводять на шнурок виска вертикальну нитку сітки, яка повинна збігатися з ним, тоді умова виконується. Якщо умова не виконується, то виконують юстування. Юстування рекомендується виконувати в майстерні, тому що завод гарантує виконання цієї умови.

**4. Головна перевірка геометричної умови. Візирна вісь труби повинна бути паралельною до осі циліндричного рівня (визначення кута  $i$ ).**

Перевірка виконується подвійним нівелюванням однієї лінії методом “з середини” або “вперед” (рис. 7.11).

На лінії АВ на віддалі 50–70 м один від одного забивають костилі або кілки. На одному з них встановлюють нівелір так, щоб окуляр зорової труби нівеліра знаходився на віддалі 1–2 см від вертикально встановленої рейки на цій точці, а на другому – рейку. Підймальними гвинтами приводять вісь обертання нівеліра в прямовисне положення, вимірюють висоту інструмента  $i$  та наводять трубу нівеліра на рейку, встановлену в точці В, елеваційним гвинтом приводять бульбашку циліндричного рівня в нуль-пункт і беруть відлік  $a_1$ . Якщо візирна вісь не паралельна до осі циліндричного рівня, то правильний відлік на рейці буде відрізнятись від одержаного на величину  $X$ . Згідно з рис. 9.10, а маємо:  $h = i - (a_1 + x)$  (1).

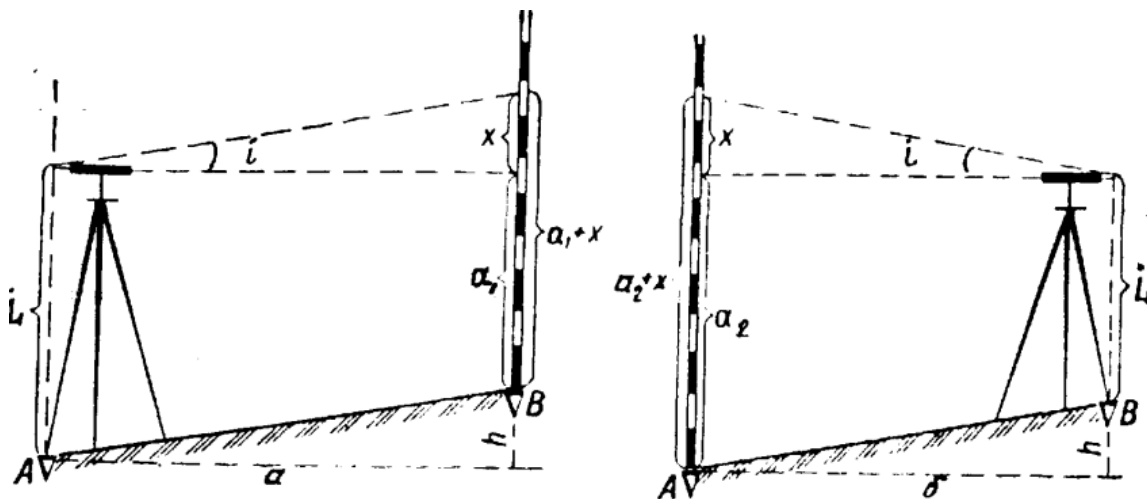


Рис. 7.11.

Якщо нівелір та рейку поміняти місцями і нівелювати лінію ВА (рис. 9.10, б), то  $h = (a_2 + x) - i$  (2). Прирівнюючи праві частини рівнянь (1) і (2), одержимо  $(a_2 + x) - i_2 = i_1 - (a_1 + x)$ ;  $x = \frac{(a_1 - a_2)}{2} - \frac{(i_1 - i_2)}{2}$ . Якщо осі паралельні, то:  $\frac{(a_1 + a_2)}{2} = \frac{(i_1 + i_2)}{2}$ ;  $x = 0$ . Коли  $x \neq 0$ , то обчислюють кут  $i$  за формулою:

$$i'' = \frac{x \rho''}{L}; L - \text{довжина лінії АВ у міліметрах, виміряна віддалемірор нівеліра,}$$

$\rho'' = 206265$ . Кут  $i$  не повинен перевищувати  $10''$ . Якщо кут  $i > 10''$ , то помилку необхідно усунути.

Для цього обчислюють правильний **відлік**  $a'_2$ .  $a'_2 = a_2 - x$  елеваційним гвинтом установлюють відлік  $a'_2$  на рейці. В цей час бульбашка рівня зійде з середини. Діючи вертикальними виправними гвинтами рівня, приводять бульбашку рівня в нуль-пункт. Для контролю перевірку повторюють.

### 7.6.2. Перевірки і юстування нівеліра Н-3К

Перевірки круглого рівня і положення сітки ниток нівелірів з компенсаторами виконують так само, як і нівелірів з циліндричним рівнем. Крім цього, перевіряють міру компенсації кутів нахилу осі нівеліра і головну геометричну умову.

#### 1. Перевірка міри компенсації кутів нахилу осі нівеліра.

Компенсація кутів нахилу осі нівеліра повинна бути повною. Для визначення помилки недокомпенсації установлюють нівелір посередині створу між рейками, що розташовані на віддалі 100 м одна від одної на вбитих у землю кілках або костиях з точністю 0,1 м.

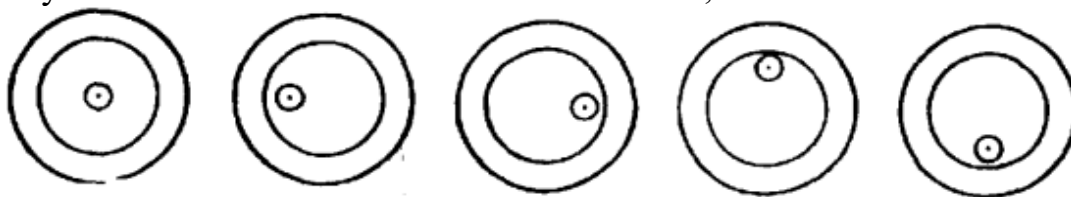


Рис. 7.12

Визначають перевищення в мм по чорних сторонах рейок п'ятьма прийомами при положеннях бульбашки круглого рівня, показаних на (рис. 7.12), змінюючи висоту інструмента між прийомами. Обчислюють  $h_i = a_i - b_i$ , де  $a_i$ ,  $b_i$  – відліки відповідно на задній та передній рейках, у мм. Обчислюють середнє значення перевищення в мм, одержане при положеннях бульбашки рівня 2–5 (рис. 7.12)  $h_c = \frac{\sum h_i}{4}$ . Знаходять різницю між середнім значенням перевищення і перевищенням  $h_1$ , в мм, отриманим при положенні бульбашки рівня 1 (рис. 7.12)  $f = h_c - h_1$ . Різниця  $f$  допускається 3 мм для виконання нівелювання III класу і 5 мм для виконання нівелювання IV кл. Якщо умова не виконується, то юстування нівеліра виконують в оптичній майстерні.

**2. Перевірка головної геометричної умови.** Лінія візування повинна бути горизонтальною при нахилах осі приладу до величини допустимого кута компенсації.

На місцевості в точках  $A$  і  $B$ , розташованих на віддалі  $100 \pm 0,2$  м, забивають два кілки або костилі, на які встановлюють рейки (рис. 7.13).

У точці  $D$  на середині між рейками ( $d_1 = 50 \pm 0,1$  м) установлюють нівелір і приводять його у робоче положення. Визначають перевищення між точками  $h$ , не менше трьох разів, змінюючи щоразу висоту інструмента.

Середнє значення перевищення, в мм, буде позбавлено інструментальних помилок:  $h_c = \frac{\sum h_i}{4}$ . Потім нівелір переносять у точку  $C$ , що розташована на віддалі  $d_2 = 10 \pm 0,1$  м від точки  $B$  і визначають перевищення в мм,  $h = a_1 - b_1$ . Якщо перевищення  $h_1$ , визначене з точки  $C$  буде відрізнятись більше ніж на 2 мм від перевищення  $h_c$ , визначене з точки  $D$ , тобто  $f = h_c - h_1$ , то необхідно виконати юстування. З цією метою обчислюють поправки за формулами:

$$x = \frac{f_{d1}}{(d_1 - d_2)}; \quad y = \frac{f_{d2}}{(d_1 - d_2)}, \text{ де } x, y - \text{ поправки відповідно на дальню і ближню}$$

рейки, в мм, а  $d_1$  і  $d_2$  – віддалі від нівеліра відповідно до дальньої і ближньої рейок, в м. Для приведення лінії візування в горизонтальне положення обчислюють правильний відлік  $a'_1 = a_1 + x$  і, не змінюючи положення нівеліра, знімають ковпачок, що закриває виправні гвинти сітки ниток, наводять нівелір на дальню рейку і виправними гвинтами сітки ниток наводять горизонтальну нитку на правильний відлік  $a'_1$ . Для контролю перевірку повторюють.

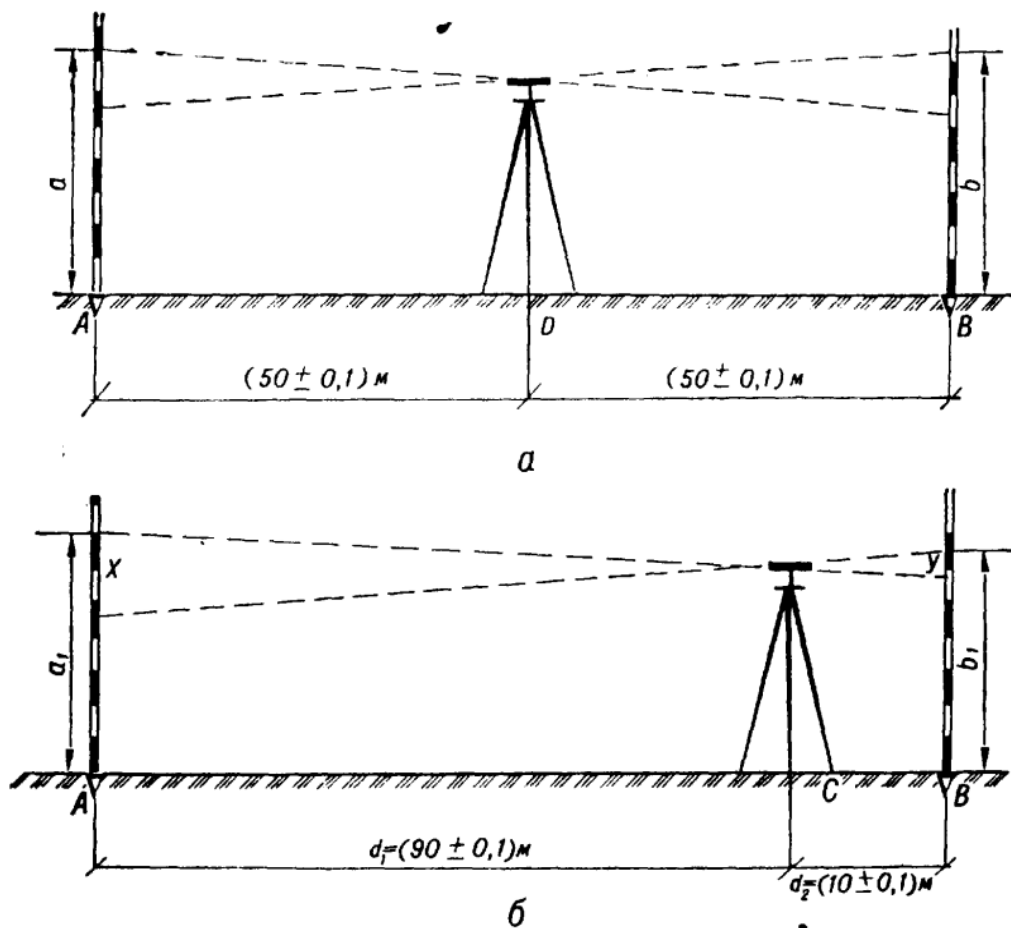


Рис. 7.13

### 7.7. Дослідження та перевірки нівелірних рейок

Під впливом зміни вологості повітря і температури довжина одного метра рейки може змінювати свою довжину.

Для зменшення деформації рейок їх просушують, ґрунтують і фарбують. Помилки поділок рейок будуть спотворювати вимірювання перевищень. Тому всі рейки перед виконанням і по завершенню робіт підлягають дослідженню. Дослідження полягає у визначенні довжини метра пари рейок і правильності нанесення дециметрових поділок.

Для дослідження використовують контрольну лінійку з поділками 0,2 мм (рис. 7.14).

Вона має дві лупи, за допомогою яких беруть відліки, і термометр для визначення температури лінійки. Кожна лінійка має своє рівняння довжини для певної температури.

Досліджувану рейку вносять у приміщення або в тінь за дві години до дослідження і ставлять її горизонтально без прогину, а на неї кладуть контрольну лінійку і виконують дослідження:

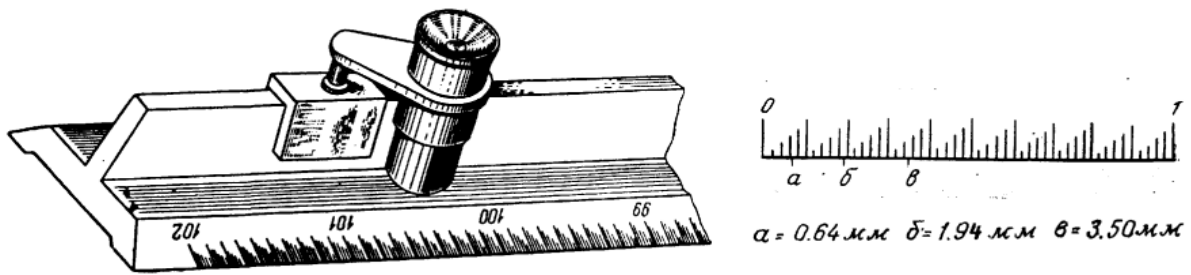


Рис. 7.14

### **1. Дослідження точності нанесення дециметрових поділок.**

Усі поділки на рейці повинні бути нанесенні правильно. Помилка нанесення дециметрових інтервалів не повинна перевищувати  $\pm 0,5$  мм для нівелювання III класу і  $\pm 1,0$  мм для нівелювання IV класу.

Дослідження виконують по інтервалах рейок: на чорних сторонах між поділками 0–10, 10–20, 20–29 дм, а на червоній стороні першої рейки: 47–56, 56–66, 66–75 дм і другої рейки 48–57, 57–67, 67–76 дм.

Для визначення точності нанесення дециметрових поділок рейки контрольну лінійку кладуть спочатку на перший метр рейки і беруть відліки по кінцях усіх 10 дециметрів. Потім контрольну лінійку трохи зсовують і другий раз беруть відліки по кінцях усіх 10 дециметрів. Для уточнення відліку штриха, який сумістився з початком першого дециметра, тобто з п'яткою рейки, прикладають лезо безпечної бритви.

Різниці відліків, взятих по одних і тих же штрихах рейки, свідчать про величину зсуву нормальної лінійки, і ці різниці для дециметрових поділок повинні бути однаковими незалежно від точності нанесення дециметрових поділок на рейці.

Коливання значення цих різниць через особисті помилки спостерігача в межах кожного метра рейки допускаються не більше 0,10 мм. Перед початком і в кінці дослідження визначають температуру контрольної лінійки.

### **2. Визначення середньої довжини одного метра пари рейок.**

Дослідження виконують за інтервалами рейок: по чорних сторонах між поділками 1–10, 10–20, 20–29 дм, а по червоній стороні першої рейки 47–66, 56–66, 66–75 дм і другої рейки 48–57, 57–67, 67–76 дм у прямому і зворотному напрямках. При зворотних вимірюваннях контрольну лінійку повертають на  $180^{\circ}$ . Перед кожним ходом записують температуру за термометром лінійки. Кожний інтервал вимірюють двічі, для цього лінійку після відліку через лупу трохи зсовують і знову беруть відліки. Різниці однойменних метрових інтервалів, одержаних при першому і другому положеннях лінійки, не повинні перевищувати  $\pm 0,1$  мм. Вимірювання виконують з точністю до 0,02 мм. У виміряні довжини вводять поправки за приведення контрольної лінійки до температури компарування рейки і поправку за довжину лінійки. Ці поправки враховуються рівнянням контрольної лінійки, яке одержують під час компарування контрольної лінійки в геодезичній лабораторії. Після визначення довжини метра пари

рейок в одержані по секціях перевищення вводять поправки за довжину метра пари рейок.

### **3. Визначення різниці висот нулів чорної і червоної сторін рейок.**

На віддалі 30 м від нівеліра забивають землю башмак або костиль, ставлять на нього рейку і беруть не менше чотирьох разів відліки по чорній і червоній сторонах рейки, змінюючи щоразу висоту інструмента. Потім утворюють різниці відліків по червоній і чорній сторонах рейки і одержують різницю висот нулів цієї рейки. Середнє із усіх визначень приймають за кінцевий результат. Різниці висот нулів чорної і червоної сторін кожної рейки і висот нулів червоних сторін пари рейок використовують для контролю якості спостережень і правильності обчислень на станції при нівелюванні.

4. Перевірка установки круглого рівня на рейках виконується за допомогою виска, кронштейна і цілика.

## **7.8. Класифікація державної нівелірної мережі**

Державну нівелірну мережу за точністю поділяють на I, II, III, і IV класи. Державна нівелірна мережа служить головною висотною основою і утворює єдину систему висот на всій території країни, а також служить висотною основою всіх топографічних зніманих і інженерно-геодезичних робіт, які виконуються для потреб народного господарства, науки і оборони країни.

Нівелірні мережі I і II кл. – головна висотна основа країни, прокладаються по всій території країни за спеціально розробленими програмами і схемами. Вони з'єднують рівні морів і вікові репери (рис. 7.15). Нівелірні лінії I кл. утворюють полігони або окремі лінії периметром 3000–4000 км. Нівелювання I кл. повинно виконуватись з найбільшою точністю, яка досягається застосуванням найбільш удосконалених інструментів і методів спостереження і за можливості повним виключенням систематичних помилок.

Нівелювання II кл. складається з ліній, які спираються на нівелірні знаки I кл. і утворюють полігони периметром 500–600 км, а там, де немає ліній нівелювання I кл., утворюють самостійні полігони II кл.

Помилка нівелювання II кл. не повинна перевищувати ( $\pm 5 L$ ) мм,  $L$  – довжина ходу в км.

Нівелювання I і II кл. утворює рівномірно по всій країні точну нівелірну мережу, яка є основою для розвитку нівелювання нижчих класів.

Нівелювання I і II кл. повторюється через кожні 25 років. Нівелірні мережі III кл. прокладаються в середині полігонів II кл. так, щоб утворювались полігони з периметром 150–200 км. Помилка нівелювання не повинна перевищувати ( $\pm 10 L$ ) мм.

Нівелювання I, II і III кл. прокладають у прямому і зворотному напрямках.

Нівелювання IV кл. виконується одностороннім нівелюванням у вигляді витягнутих ліній або системи полігонів у середині нівелювання III кл.



з точністю –  $(\pm 20 L)$  мм. Довжина лінії нівелювання IV кл. не повинна перевищувати 50 км.

Технічне нівелювання прокладають з точністю  $(\pm 50 L)$  мм і довжиною ходу 15 км. Воно виконується для побудови висотної основи великомасштабних зніманих, побудови профілів місцевості і в інших випадках.

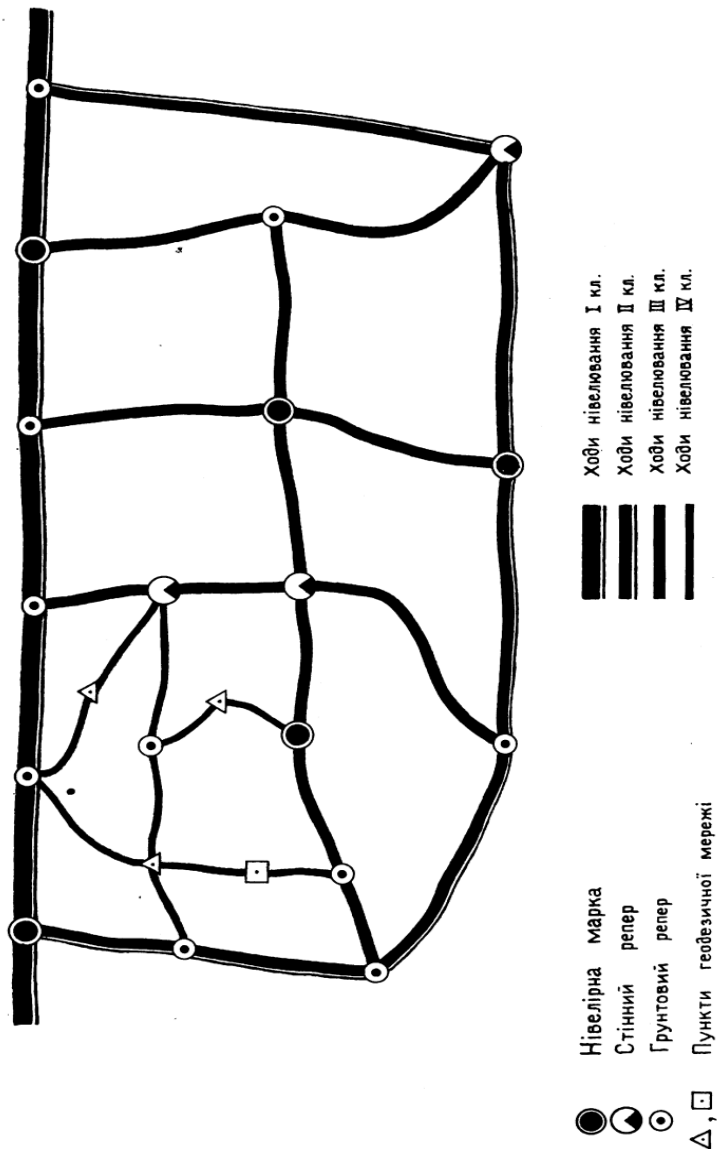


Рис. 7.15

### 7.9. Нівелірні знаки

Нівелірні знаки служать для довготривалого закріплення на місцевості висот точок. Типи нівелірних знаків залежать від їх призначення, фізико-географічних умов району робіт, складу ґрунту і глибини його промерзання. Нівелірні знаки розрізняють за місцем закладки на ґрунтові репери (рис.7.16, а), стінні марки (рис.7.16, б) і стінні репери (рис. 7.16, в).

Ґрунтові і стінні репери закладають через 5 км на нівелірних лініях усіх класів. На лініях I і II кл. через 50–60 км, а також у вузлових точках I і II кл. закладають фундаментальні репери.

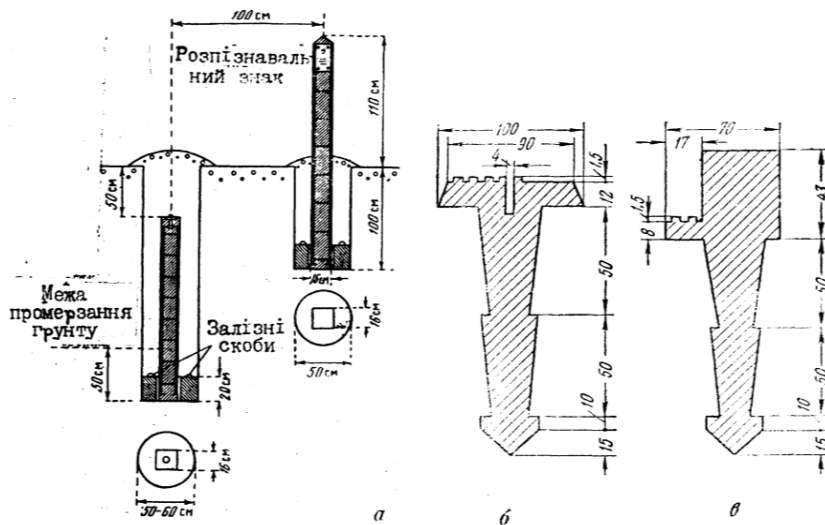


Рис. 7.16

#### 7.10. Нівелювання IV класу

Нівелювання IV класу виконують для згущення нівелірної мережі III кл, для створення висотної основи топографічних зніманих і для розв'язання інженерних задач при будівництві та в інших цілях.

При нівелюванні IV кл. застосовують нівеліри із збільшенням труби не менше 25<sup>x</sup> і ціною поділки циліндричного рівня не більше 25" на 2 мм.

Із сучасних нівелірів можуть застосовуватись нівеліри Н-3, Н-3 та інші їм рівноточні. Рейки застосовують шашкові двосторонні, у яких помилка нанесення дециметрових поділок не перевищує  $\pm 1,0$  мм. Довжина ходу не повинна перевищувати 50 км і прокладаються вони в одному напрямі.

Помилка в ході не повинна перевищувати  $(\pm 20\sqrt{L})$  мм. Довжина візирного променя 75–100 м, нерівність пліч не повинна перевищувати 5 м, а нагромадження нерівностей пліч у секції 10 м. Висота візирного променя над поверхнею землі повинна бути не менше 0,2 м. Під час спостережень нівелір необхідно закривати від сонячних променів.

#### 7.11. Послідовність роботи на станції при нівелюванні IV класу.

При нівелюванні IV кл. відліки по рейках виконують по середній нитці і одній із крайніх (віддалемірних) ниток по чорних сторонах рейок та по середній нитці по червоних сторонах рейок. Послідовність спостережень на станції:

1. Установлюють нівелір посередині між рейками в робоче положення.
2. Наводять трубу нівеліра на чорну сторону задньої рейки, установленної вертикально за рівнем на нівелірний башмак або костиль, виводять точно рівень на середину елеваційним гвинтом і беруть відліки по одній із віддалемірних ниток (1) та середній нитці (2), і усі відліки записують

у журнал (табл. 10.1). У дужках відмічено послідовність відліків по рейках на станції і послідовність обчислень на станції в журналі (табл. 7.2).

3. Наводять трубу нівеліра на чорну сторону передньої рейки, виводять точно рівень елеваційним гвинтом на середину і беруть відліки по віддалемірній (3) і середній нитках (4).

4. Повертають передню рейку червоною стороною до нівеліра, слідкують за рівнем, щоб він весь час був на середині і беруть відлік по середній нитці (5).

5. Наводять трубу на червону сторону задньої рейки, елеваційним гвинтом приводять рівень на середину і беруть відлік по середній нитці (6).

Після цього виконують обчислення і контроль на станції:

1. Обчислюють віддаль до задньої і передньої рейок (7) і (8):

$$(7) = (2) - (1) \text{ і } (8) = (4) - (3);$$

2. Обчислюють п'ятки передньої і задньої рейок (9) і (10):

$$(9) = (6) - (2) \text{ і } (10) = (5) - (4);$$

3. Обчислюють перевищення по чорній і червоній сторонах рейок (11), (12) і різницю п'яток рейок (13):

$$(11) = (2) - (4); (12) = (6) - (5) \text{ і } (13) = (10) - (9) = (11) - (12);$$

4. Обчислюють середнє перевищення (14), нерівність пліч (15) і нагромадження нерівностей пліч:

$$(14) = \frac{(11) + (12) + (13)}{2}; (15) = (7) - (8).$$

Для виведення середнього перевищення (14) різницю п'яток (13) беруть рівно 100 мм зі своїм знаком. Розходження в перевищеннях на станції, одержаних по чорній (11) і червоній (12) сторонах рейок, не повинно перевищувати  $\pm 5$  мм з урахуванням різниці п'яток. Переконавшись у правильності обчислень і розходжень у перевищеннях, спостерігач знімає нівелір і переходить на наступну станцію. Одночасно задній реєчник з рейкою і башмаком переходить на наступну точку. Тепер передній реєчник стане заднім, він свою рейку не знімає, а акуратно повертає чорною стороною в сторону нівеліра, установленого на наступній станції.

Якщо результати нівелювання на станції перевищують допуски, спостерігач змінює висоту нівеліра і спостереження повторює, а попередні спостереження на станції акуратно під лінійку перекреслює.

Починати і закінчувати хід на реперах потрібно однією і тією ж рейкою, додержуючись чергування рейок у ході.

Таблиця 7.2

## Взірець заповнення журналу нівелювання IV класу

Хід: від ґрунт. реп. 606 до ґрунт. Реп. 217    Дата: 3 червня 1994 р.  
 Початок: 7 г. 10 хв.    Кінець: 8 г. 40 хв.    Зображення: спокійне,  
 Погода: хмарно    чітке

№ станцій	Віддалемірні віддали до задньої і передньої рейок	Відліки по рейці		Перевищення в мм	Середнє перевищення в мм
		задня	передня		
1	375 (7)	1185 (1)	1058 (3)		
Ґрунт. реп. 606 2-1	372 (8)	1560 (2)	1430 (4)	+130 (11)	+130 (14)
	+3/+3 (15)	6247 (3)	6217 (5)	+30 (12)	
		4687 (6)	4787 (10)	+100 (13)	
2	260	1005	1209		
$\frac{2}{1-2}$	263	1265	1472	-207	-207
	-3/0	6052	6159	-107	
		4787	4687	-100	
3	311	617	798		
$\frac{3}{1-2}$	313	928	1111	-183	-183
	-2/-2	5615	5898	-283	
		4687	4787	+100	
4	267	704	1003		
$\frac{4}{1-2}$	266	971	1269	-298	-300
	+1/-1	5758	5959	-201	
		4787	4690	-97	
Посторін- ковий кон- троль об- числення	$\Sigma(7)+(8)$ 2427 (22)	$\Sigma(2)+(6)$ 28396 (16) 29517 (17) -1119 (20)	$\Sigma(4)+(5)$ 29515 (17)	$\Sigma(11)+(12)$ -1119 (18)  -560 (21)	$\Sigma(14)$ -560 (19)
.....	.....	.....	.....	.....	.....
32	380	1544	615		
$\frac{32}{1-2}$ Ґрунт. реп. 217	380	1924	995	+929	+930
		6711	5681	+1030	
		4787	4686	-101	
Підрахунок по секції від ґрунт. реп. 606 до ґрунт. реп. 217					
	29010 $\Sigma(22)$	414580 $\Sigma(18)$ -402784 $\Sigma(17)$ <hr/> +11754 (23)	402784 $\Sigma(17)$	+11724 $\Sigma(18)$ +5862 (24)	+5862 $\Sigma(19)$

$$l = 5.8 \text{ км (25)} \quad \text{Виміряне перевищення} \quad h' = +5862 \text{ мм (27)}$$

$$n = 32 \text{ шт. (26)} \quad \text{Поправка за середню довжину метра рейок}$$

$$\delta_h = +3 \text{ мм (28)}$$

$$\text{Виправлене перевищення}$$

$$h = +5865 \text{ мм (29)}$$

$$h = +5.865 \text{ м (30)}$$

## 7.12. Камеральне опрацювання матеріалів нівелювання IV класу

Камеральне опрацювання матеріалів нівелювання IV класу починається з посторінкового контролю. При посторінковому контролі:

1. Обчислюють  $\sum (7) + (8) = (22)$ , тобто всі віддалі до рейок.
2. Обчислюють суми всіх відліків по середніх нитках чорної та червоної сторін задньої і передньої рейок  $\sum (2) + (6) = (16)$  і  $\sum (4) + (5) = (17)$ .
3. Обчислюють алгебраїчну суму перевищень, обчислених по чорній і червоній сторонах рейок  $\sum (11) + (12) = (18)$ .
4. Обчислюють алгебраїчну суму середніх перевищень  $\sum (14) = (19)$ .
5. Перевіряють правильність одержаних сум, тобто різниця (16)– (17) повинна дорівнювати (18), а (18):2 = (19). В кінці секції і в кінці ходу виконують такі ж контрольні обчислення. Крім цього, в кожній секції в суму середніх перевищень вводять поправку “  $\delta_h$  ” за довжину метра пари рейок за формулою:

$$\delta_h = \delta_1 \times h' \quad \delta_1 = l - l_0$$
$$l_0 = 1000,00 \text{ мм}$$

де  $l$  – довжина метра пари рейок, одержана при дослідженні рейок;  
 $h'$  – сумарне середнє виміряне перевищення по секції.

Після цього приступають до обчислення відміток марок і реперів ходу. Обчислення виконують у спеціальній відомості (табл. 7.3).

Дані для заповнення відомості виписують з польового журналу.

Після цього обчислюють алгебраїчну суму перевищень усього нівелірного ходу.  $\sum h_{np.} = +5,870$  і різницю висот вихідних реперів  $\sum h_{теор.} = N_K - N_{II} = +5,860$ . Обчислюють нев'язку ходу  $f_h = \sum h_{np.} - \sum h_{теор.} = +10$  мм і допустиму нев'язку  $f_{hдоп.} = \pm 20 \sqrt{L} = \pm 74$  мм, де  $L$  – довжина ходу в км.  $L = 12,6$  км.

Якщо обчислена нев'язка ходу  $f_h$  не перевищує  $f_{hдоп.}$ , то її розподіляють між перевищеннями з оберненим знаком пропорційно віддалям між суміжними реперами. Для цього визначають поправку на 1 км ходу.

Множать цю величину на число кілометрів кожної секції і одержують поправку в перевищення для кожної секції (колонка 9).

Після цього обчислюють висоти всіх реперів ходу за правилом: висота точки дорівнює висоті попередньої точки плюс виправлене перевищення. Для контролю правильності обчислення висот точок ходу обчислюють висоту кінцевої вихідної точки.

## Взірець відомості перевищень і висот пунктів нівелювання ІV класу

№ секцій	Тип і номер нівелірного знака, тип центра	Опис розташування нівелірного знака	Віддаль між суміжними знаками в км	Віддаль від початкового пункту в км	Дата виконання	Кількість штативів	Виміряні перевищення в м	Поправка із зрівнювання в мм	Висота над рівнем моря в м	Примітка
		Хід від ст. реп. 601 до ст. реп. 217		0,0						
1	ст. реп.601	с. Синява, буд. школи механізації Висота реп. над землею 0,50 м	5,1	5,1	10.06.94	31	+ 7,978	-4	230,150	
2	гр. реп 65	0,5 км на захід від с. Синява в 150м від тваринницької ферми біля дороги Синява-Камянка. Центр закладено на глибині 0,52 м	7,5	12,6	11.06.94	40	-2,108	-6	238,124	
	ст. реп 217	с. Синява, млин. Висота репера над землею 0,57 м							236,010	
		Сума	12,6			71	+5,870	-10		
		Різниця висот вихідних пунктів			$H_K - H_D$	=	+5,860			
		Поправка на 1 км ходу			$f_h$	=	+ 10 мм			
		Допустима нев'язка			$f_{доп}$	=	$\pm 20\sqrt{L} =$	$\pm 74$ мм		
		Поправка на 1 км ходу			$\frac{f_h}{L} =$	$-\frac{10}{12,6}$	$= -0,8$ мм			
		Відомість склав:								
		Відомість перевірив:								

## 7.13. Нівелювання ІІІ класу

Нівелювання ІІІ класу служить висотною основою топографічних знімачів і використовується при розв'язанні різних інженерних задач. Нівелірні ходи ІІІ кл. прокладають у середині полігонів нівелювання ІІІ кл. у вигляді систем ходів, які, перетинаючись, утворюють полігони периметром 150–200 км.

Для нівелювання ІІІ кл. застосовують нівеліри зі збільшенням труби не менше  $30\times$  і ціною поділки циліндричного рівня не більше 15" на 2 мм.

Таким вимогам відповідають нівеліри Н-3, Н-3К та інші їм рівноточні.

Рейки застосовують шашкові двосторонні, у яких помилка нанесення дециметрових поділок не перевищує  $\pm 0,5$  мм. Нівелювання виконують у прямому і зворотному напрямках. При переході до зворотного ходу рейки міняють місцями.

Довжина візирного променя допускається не більше 75 м. Різниця пліч не повинна бути більше 2 м, а нагромадження нерівностей пліч у секції 5 м. Висота візирного променя над поверхнею землі повинна бути не менше 0,3 м. Різниця перевищень, одержаних по чорній і червоній сторонах рейок, не повинна перевищувати  $\pm 3$  мм. Не дозволяється виконувати нівелювання в години, близькі до сходу і заходу Сонця. Під час спостережень нівелір повинен бути захищеним від сонячних променів. Кожна секція контролюється за різницею перевищень прямого і зворотного ходів. Ця різниця не повинна перевищувати  $(\pm 10\sqrt{L})$  мм, де  $L$  – довжина ходу в км.

#### 7.14. Послідовність роботи на станції при нівелюванні III класу

При нівелюванні III кл. відліки по рейках виконують по середній нитці і по двох крайніх (віддалемірних) нитках по чорних сторонах рейок (метод “трьох ниток”) і по середній нитці по червоних сторонах рейок.

Послідовність спостереження на станції:

1. Установлюють нівелір посередині між рейками в горизонтальне положення. Віддаль від нівеліра до рейок вимірюють тонким сталевим тросом або шнуром.

2. Наводять трубу нівеліра на чорну сторону задньої рейки, установленної вертикально за рівнем на нівелірний башмак або костиль, виводять точно рівень на середину елеваційним гвинтом і беруть відліки по середній (1) та віддалемірних (2), (3) нитках. Усі відліки записують у журнал (табл. 10.3).

3. Наводять трубу нівеліра на чорну сторону передньої рейки, приводять точно рівень елеваційним гвинтом на середину і беруть відліки по середній (4) і віддалемірних (5) і (6) нитках.

4. Повертають передню рейку червоною стороною до нівеліра, слідкують за рівнем, щоб він увесь час був на середині, і беруть відлік по середній нитці (7).

5. Наводять трубу на червону сторону задньої рейки, елеваційним гвинтом приводять рівень на середину і беруть відлік по середній нитці (8).

Після цього виконують обчислення і контроль на станції:

1. Обчислюють віддаль до задньої і передньої рейок (9) і (10);  $(9) = (3) - (2)$ ;  $(10) = (6) - (5)$ .

2. Обчислюють контрольні перевищення (11) і (12);  $(11) = (2) - (5)$  і  $(12) = (2) - (6)$ , нерівність пліч і їх нагромадження (13)  $(13) = (9) - (10)$ .

3. Обчислюють перевищення по чорній (14) і червоній (15) сторонах рейок  $(14) = (1) - (4)$ ;  $(15) = (8) - (7)$ , а також п'ятки передньої (16) і задньої (17) рейок.  $(16) = (8) - (1)$ ;  $(17) = (7) - (4)$  та їх різницю (18).  $(18) = (17) - (16) = (14) - (15)$ .

4. Якщо розбіжність перевищень, одержаних по чорній (14) і червоній (15) сторонах рейок не перевищує  $\pm 3$  мм, то виводять середнє перевищення (19);

$(19) = \frac{(14) + (15) + (18)}{2}$  . Для виведення середнього перевищення (19)

різницю п'яток рейок (18) беруть рівно 100 мм зі своїм знаком. Одержане середнє перевищення (19) порівнюють з середнім контрольним перевищенням  $\frac{(11) + (12)}{2}$ , розбіжність не повинна перевищувати  $\pm 3$  мм.

Переконавшись у правильності обчислень і розходжень у перевищеннях, спостерігач знімає нівелір і переходить на наступну станцію. Якщо результати нівелювання на станції перевищують допуски, спостерігач змінює висоту нівеліра і спостереження повторює, а попередні спостереження на станції акуратно під лінійку перекреслює. Починати і

закінчувати хід на реперах потрібно однією і тією ж рейкою, додержуючись чергування рейок у ході.

Таблиця 7.4

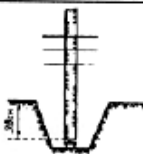
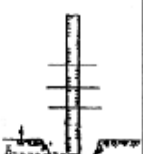
**Взірець заповнення журналу нівелювання III класу**

Хід: від гр. реп. 5540 до гр. реп. 10542

Дата: 13 червня 1994 р. Початок: 7г. 10хв. Кінець: 8г. 40хв.

Погода: хмарно

Зображення: спокійне, чітке

№ станції № рейок	Спостереження по віддалемірних нитках		Спостереження по середній нитці					Середні перевищення в мм
	Задня рейка	Передня рейка	Контрольні перевищення		Задня рейка	Передня рейка	Перевищення в мм	
1 1-2 Грунт реп 5540 	1572(2) 1904(3) 332(9)	1812(5) 2130(6) 318(10)	-240(11) -226(12) +14/+14(16)	чор чер	1739(1) 6430(8) 4691(16)	1971(4) 6761(7) 4790(17)	-232(14) -331(15) +99(18)	-231,5(19)
2 2-1	1170 1786 616	0631 1241 610	+539 +545 +6/+20	чор чер	1478 6269 4791	0937 5627 4690	+541 +642 -101	+541,5
3 1-2	0601 1360 759	1710 2470 760	-1109 -1110 -1/+19	чор чер	0981 5670 4689	2090 6881 4791	-1109 -1211 +102	-1110,0
4 2-1	1883 2550 667	0800 1465 665	+1083 +1085 +2/+21	чор чер	2217 7007 4790	1131 5821 4690	+1086 +1186 -100	+1086,0
5 1-2	0110 0819 709	1327 2029 702	-1217 -1210 +7/+28	чор чер	0465 5155 4690	1678 6469 4791	-1213 -1314 +101	-1213,5
6 2-1	1354 1985 631	0581 1197 616	+773 +788 +15/+43	чор чер	1670 6460 4790	0889 5579 4690	+781 +881 -100	+781,0
7 1-2	1268 1859 591	1572 2169 597	-304 -310 -6/+37	чор чер	1561 6251 4690	1870 6660 4790	-309 -409 +100	-309,0
Посторінкові контрольні обчислення	Σ(9) 4305(20)	Σ(10) 4268(21)	Σ(11)+(12) -913(22) -456,5(27)		Σ(1)+(8) 53353(23) - 54364(24) -1011(28)	Σ(4)+(7) 54364(24)	Σ(14)+(15) -1011(25) +100 -911 -455,5(29)	Σ(19) -455,5(26)
26 2-1 Грунт реп 10542 	2364 2450 86	1134 1218 84	+1230 +1232 +2/-2	чор чер	2409 7198 4789	1176 5867 4691	+1233 +1331 -98	+1232,0
Підрахунок по секції від грунт. реп. 5540 до грунт. реп. 10542								
	13408 (20)	13410 (21)	+2736 (27)		206736 (23) - 201289 (24) +5467 (30)	201289 (24)	+5467 (25) +2733,5 (31)	+2733,5 (26)

$$L = 2,7 \text{ км (33); } n = 26 \text{ шт.}$$

Вимірне перевищення

$$h' = +2733,5 \text{ мм (34)}$$

Поправка за середню довжину метра рейок

$$\delta_n = +0,3 \text{ мм (35)}$$

Виправлене перевищення

$$h = +2733,8 \text{ мм (36)}$$

$$h = +2,734 \text{ м (37)}$$



### 7.15. Камеральне опрацювання матеріалів нівелювання III класу

Камеральне опрацювання матеріалів нівелювання III кл. починають з посторінкового контролю. При посторінковому контролі:

1. Обчислюють суму віддалей до задньої (20) і передньої (21) рейок  $(20) = \sum (9)$ ;  $(21) = \sum (10)$ . Різниця  $(20) - (21)$  повинна дорівнювати загальному нагромадженню нерівностей пліч у секції.

2. Обчислюють алгебраїчну суму контрольних перевищень (22)  $(22) = \sum (11) + (12)$ .

3. Обчислюють суми всіх відліків по середніх нитках чорної та червоної сторін задньої і передньої рейок  $(23) = \sum (1) + (8)$ ;  $(24) = (4) + (7)$ , а також алгебраїчну суму перевищень  $(25) = \sum (14) + (15)$  і алгебраїчну суму середніх перевищень (26).  $(26) = \sum (19)$ .

4. Правильність одержаних сум контролюють: різниця сум  $(23) - (24)$  повинна дорівнювати сумі  $(25)$  і сумі  $(22)$ , а сума  $(26)$  повинна бути рівною половині суми  $(25)$ , тобто  $(25):2 = (26)$ . У кінці секції і в кінці ходу виконують такі ж контрольні обчислення. В кожній секції в суму середніх перевищень вводять поправку  $\delta_h$  за довжину метра пари рейок.

Після цього, керуючись інструкцією з обчислень нівелювання, складають відомість перевищень (аналогічну табл.7.4), у якій обчислюють нев'язку ходу за формулою:  $f_h = \sum h_{np.} - (H_K - H_{II})$ , і її допустиму величину  $f_{h_{дон}} = \pm 10\sqrt{L}$  мм

Якщо нев'язка  $f_h$  не перевищує допустимої величини, її розподіляють з оберненим знаком пропорційно довжинам секцій або кількості штативів у секціях на всі перевищення ходу. Після зрівнювання ходів обчислюють висоти марок і реперів.

### 7.16. Технічне нівелювання

Ходи технічного нівелювання прокладаються між вихідними реперами у вигляді одиночних ходів або у вигляді системи ходів з однією чи декількома вузловими точками. Для виконання технічного нівелювання використовують нівеліри із збільшенням зорової труби не менше  $20\times$  і ціною поділки рівня не більше  $45''$  на 2 мм. Нівелірні рейки застосовують шашкові двосторонні. Нівелювання виконується в одному напрямі. Відліки по рейках, установлені на нівелірні башмаки або костилі, виконують по середній нитці.

Нівелювання виконують у такій послідовності:

- відлік по чорній і червоній сторонах задньої рейки;
- відлік по чорній і червоній сторонах передньої рейки.

Розходження перевищень на станції, одержаних по чорній і червоній сторонах рейок, не повинно перевищувати 5 мм. Віддаль від нівеліра до рейок вимірюють по крайніх віддалемірних нитках.

Довжина візирного променя 120 м. Допустима нев'язка нівелірних ходів і зімкнутих полігонів не повинна перевищувати ( $\pm 50\sqrt{L}$ ) мм,  $L$ -довжина ходу в км.

### 7.17. Перерва в роботі при нівелюванні III і IV класів

При перерві в роботі (в кінці дня, зміна погодних умов та інше) нівелювання слід закінчувати на постійних або тимчасових знаках.

Крім цього, можна використовувати надійні місцеві предмети – межові стовпи на межах колгоспів і радгоспів, виступи скал, виступи фундаментів кам'яних споруд і т. д.

Якщо таких предметів немає, можна використати три нівелірні башмаки або костилі.

Для цього в стороні від дороги викопують три ямки (рис. 7.17) глибиною 0,3 м, у дно яких забивають нівелірні башмаки або костилі. Ці точки нівелюють за звичайною програмою, а після нівелювання ямки засипають землею. Після перерви ямки обережно розкопують і на очищені від землі башмаки установлюють ті ж рейки, які були встановлені на них до перерви, повторно нівелюють і порівнюють перевищення, одержані до і після перерви. Розходження допускають  $\pm 3$  мм для нівелювання III кл. і  $\pm 5$  мм для нівелювання IV кл. Якщо перевищення не перевищують допуск, то виводять середнє із двох його значень і продовжують хід.

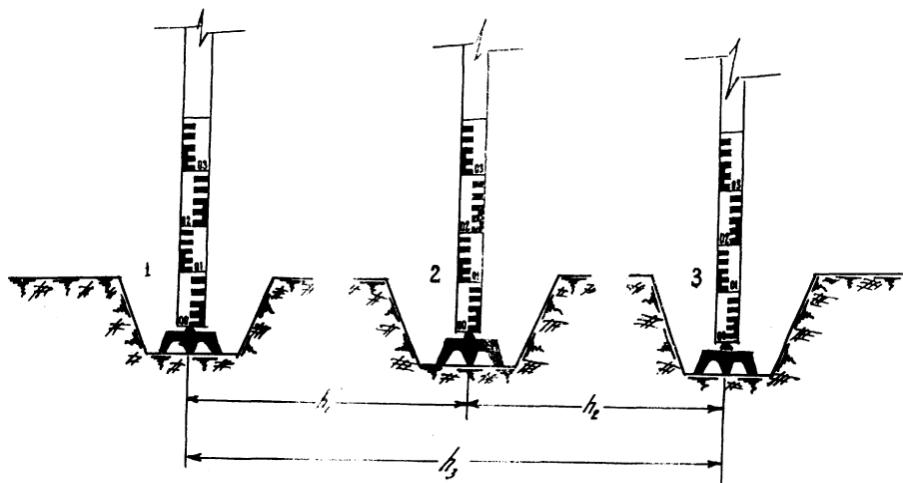


Рис. 7.17

Якщо розходження перевищень недопустимі, то вияснюють, який із башмаків змінив своє положення за висотою, і хід продовжують від башмака, котрий не змінив свого положення.

### 7.18. Передача висот через перешкоди

Для передачі перевищень через перешкоди шириною 100–300 м (ріки, озера, болота) на протилежних берегах на однаковій висоті відносно рівня води закладають два репери А і В (рис. 7.18).

Перевищення між точками А і В визначають з двох станцій, які вибирають уздовж річки з таким розрахунком, щоб  $I_1A \approx I_2B$  і  $I_1B \approx I_2A$ . Після

установки нівеліра в горизонтальне положення на станції беруть відліки по двох сторонах ближньої, а потім дальньої рейок, слідкуючи за бульбашкою рівня. Після цього переїжджають на другий берег, не змінюючи фокусування труби, установлюють нівелір на станції і спочатку беруть відліки по двох сторонах дальньої, а потім ближньої рейок.

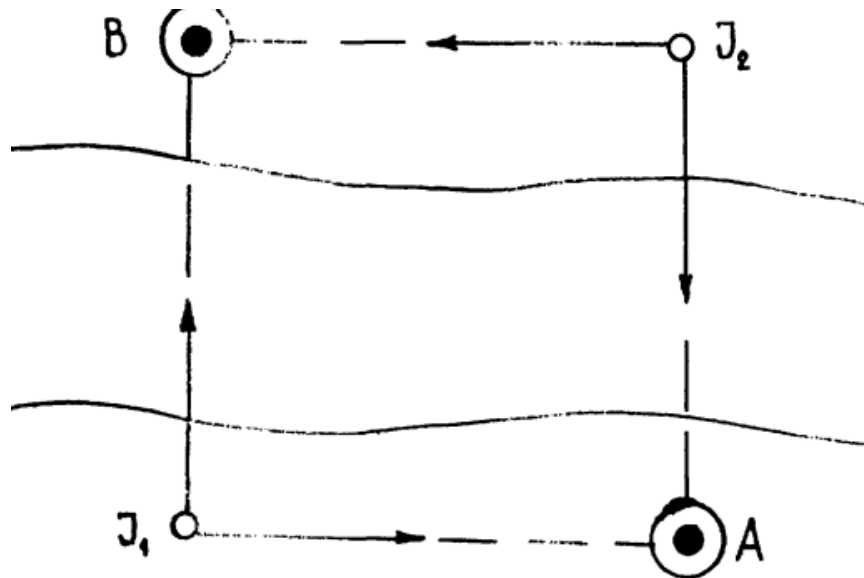


Рис. 7.18

Різниця перевищень між точками А і В, одержаних на станціях  $I_1$  і  $I_2$ , не повинна перевищувати 10 мм на кожні 100 м. Описані вище дії складають один прийом. Другий прийом виконують в іншій половині дня. Із двох прийомів виводять середнє перевищення, якщо розходження між ними не перевищує 8 мм.

### 7.19. Прив'язка нівелірних ходів до постійних знаків

Якщо починають і закінчують секцію на ґрунтових реперах або за ходом необхідно нівелювати ґрунтові реperi, пункти тріангуляції, полігонометрії і стінні реperi, то рейку ставлять на марки ґрунтових реперів, пунктів тріангуляції, полігонометрії (рис. 7.19, а) або на полицку стінного репера (рис. 7.19, б). Кожний раз у журналі нівелювання роблять рисунок установки рейки. Для прив'язки нівелірного ходу до стінних марок використовують підвісну рейку. Довжина підвісної рейки 1 м, вона має отвір, який збігається з нулем ділень. У дірку марки вставляють штифт і на ньому підвішують підвісну рейку. При користуванні підвісною рейкою може бути два випадки:

1. Нуль підвісної рейки розташовується вище горизонту нівеліра (рис. 7.19, в), тоді  $h = a + b$ .
2. Нуль підвісної рейки розташовується нижче горизонту нівеліра (рис. 7.19, г), тоді  $h = a - b$ .

При відсутності підвісної рейки проєктують безпосередньо на стіну (під або над стінною маркою) три горизонтальні нитки сітки зорової труби

нівеліра (рис. 7.20) і одержані точки на стіні з'єднують гостро заструганим олівцем. Потім на стіні вимірюють рулеткою з міліметровими поділками віддалі між центром стінної марки і кожною проекцією сітки ниток  $a_1, a_2, a_3$ .

Результати записують у журнал. Для визначення перевищення виводять середнє із трьох значень  $a_1, a_2, a_3$ . Крім цього, в журналі обов'язково роблять рисунок.

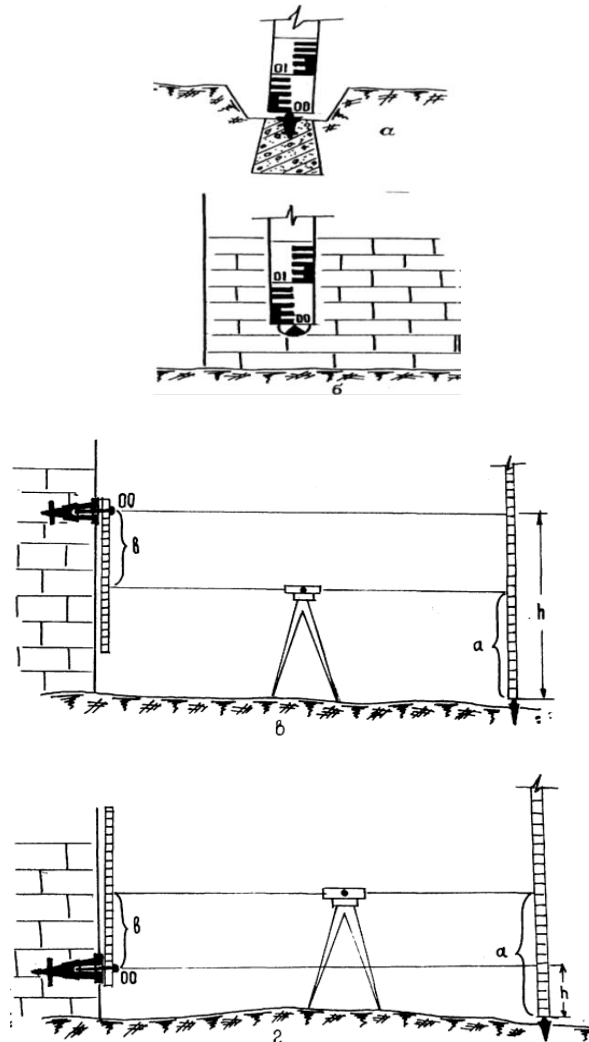


Рис. 7.19

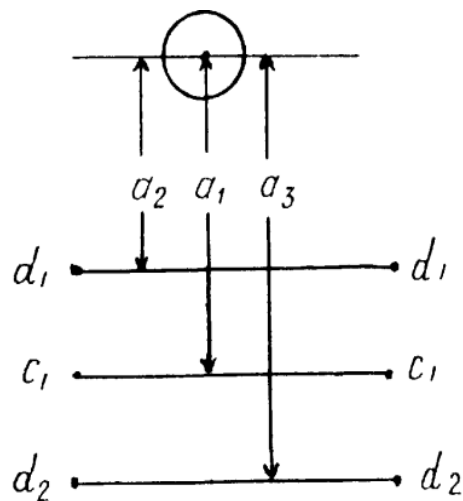


Рис. 7.20

## 7.20. Тригонометричне нівелювання

Тригонометричне нівелювання виконується з метою створення висотної основи для топографічних знімків і при розв'язанні різних інженерних задач.

Тригонометричне нівелювання застосовують для визначення висот пунктів, наприклад, у гірській місцевості, де геометричне нівелювання є трудомістким. За допомогою тригонометричного нівелювання можна передавати висоти на великі віддалі. Для визначення перевищення  $h$  між точками А і В (рис. 7.21) у точці А встановлюють теодоліт, а в точці В – рейку або віху.

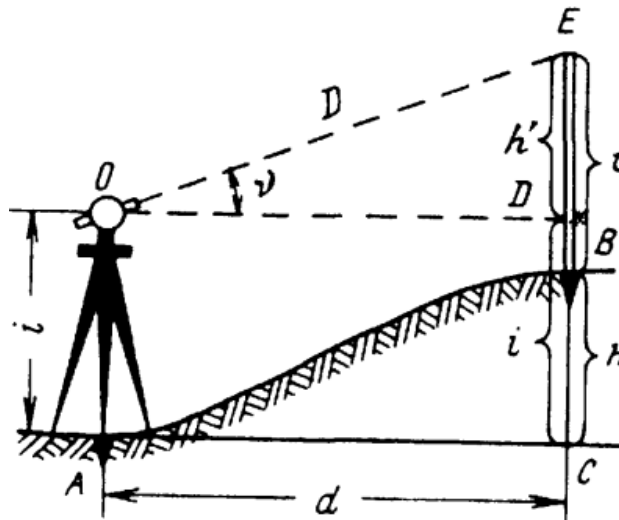


Рис. 7.21

Вимірюють кут нахилу  $\nu$  і лінію АВ, а потім обчислюють горизонтальну проекцію  $d$ , вимірюють висоту інструмента  $i$  і висоту віхи  $V$ . Після цього обчислюють перевищення. Відповідно до рисунку:

$h' + i = h + V$ ;  $h = h' + i - V$ ;  $h' = d \operatorname{tag} \nu$ ;  $h = d \operatorname{tag} \nu + i - V$ . Якщо в точці В встановлена рейка і виміряна віддалемірною віддаль  $D$ , тоді

$$h' = \frac{1}{2} D \sin 2\nu ; \quad h = \frac{1}{2} D \sin 2\nu + i - V$$

При віддаль між точками А і В більших за 300 м у виміряні перевищення вводять поправку за кривизну Землі і рефракцію.

$$h = d \operatorname{tag} \nu + i + f - \nu ; \quad f = 0,42 \frac{d^2}{R}$$

де  $R$  – радіус кривизни Землі.

Радіус кривизни Землі –  $R = 6371,11$  км.

### Питання для самостійної роботи до теми 7.

1. Методи визначення висот.
2. Геометричне нівелювання.
3. Способи геометричного нівелювання.
4. Інструменти для геометричного нівелювання.
5. Нівелірні рейки. Башмаки і костилі.

6. Перевірки і юсування нівеліра Н-3; Н-3К.
7. Дослідження та перевірки нівелірних рейок.
8. Класифікація державної нівелірної мережі.
9. Нівелірні знаки.
10. Нівелювання IV класу.
11. Послідовність роботи на станції при нівелюванні IV класу.
12. Камеральне опрацювання матеріалів нівелювання IV класу.
13. Нівелювання III класу.
14. Послідовність роботи на станції при нівелюванні III класу.
15. Камеральне опрацювання матеріалів нівелювання III класу.
16. Технічне нівелювання.
17. Перерва в роботі при нівелюванні III і IV класів.
18. Передача висот через перешкоди.
19. Як виконується прив'язка нівелірних ходів до постійних знаків.
20. Тригонометричне нівелювання.

## ЛЕКЦІЯ 14-16. Тема 8. Знімальні геодезичні мережі

- 8.1. Загальні відомості про знімальні геодезичні мережі.
- 8.2. Теодолітні ходи.
- 8.3. Послідовність робіт при прокладанні теодолітних ходів.
- 8.4. Прокладання теодолітних ходів.
- 8.5. Визначення неприступних віддалей.
- 8.6. Пряма та обернена геодезичні задачі.
- 8.7. Обчислення замкнених теодолітних ходів.
- 8.8. Обчислення розімкнутих теодолітних ходів.
- 8.9. Нанесення точок теодолітного ходу на план.
- 8.10. Визначення площ.
- 8.11. Теодолітне знімання ділянки.

*Література: Грабовий В.М. Геодезія: навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (с. 120-148)*

### 8.1. Загальні відомості про знімальні геодезичні мережі

Для виконання топографічних знімів, винесення проєктів споруд у натуру, розв'язання інженерно-технічних задач і т. д. необхідно мати на місцевості ряд точок, надійно закріплених на земній поверхні, положення яких визначене, як у плані так і за висотою, тобто необхідно мати опорну геодезичну мережу.

Опорна геодезична мережа будується за принципом від загального до конкретного, при систематичному контролі, який виконують не тільки після закінчення робіт, а також на всіх проміжних стадіях побудови. Виконання робіт від загального до конкретного означає, що спочатку визначають координати порівняно невеликої кількості точок I-V (рис. 8.1), але з відносно високою точністю, а потім на їх основі одержують координати більшої кількості точок 1-12, але з меншою точністю.

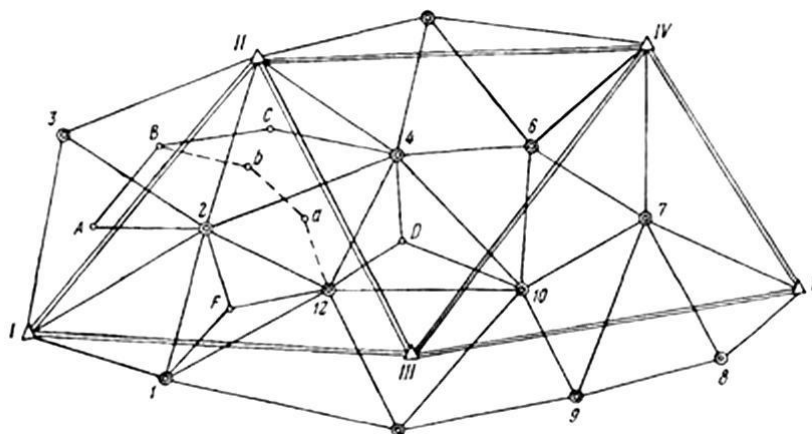


Рис. 8.1

Ці пункти в свою чергу є вихідними для визначення координат точок полігонометричного ходу 2, А, В, С, 4 і пунктів триангуляції О, Р, від яких при необхідності прокладають теодолітні ходи 12, а, Б, В. Геодезичну мережу поділяють на державну, мережі згущення і знімальні мережі.

Державну геодезичну мережу поділяють на 1, 2, 3 класи, і вона є головною геодезичною основою топографічних знімань усіх масштабів та повинна задовольняти вимоги народного господарства і оборони країни при розв'язанні відповідних наукових і інженерно-технічних задач.

Геодезичні мережі згущення прокладають з метою згущення геодезичних мереж до густоти, необхідної для розвитку знімальної основи великомасштабних знімань і інженерних робіт, які виконуються в населених пунктах, на будівельних майданчиках, тощо. Знімальні мережі і мережі згущення є основою для знімання у всіх масштабах. Опорні геодезичні мережі створюють різними методами: триангуляції, полігонометрії і трилатерації. Теодолітні ходи є одним із видів побудови знімальних геодезичних мереж.

### 8.2. Теодолітні ходи

Теодолітний хід - геодезична побудова закріплена на місцевості у вигляді ламаної лінії з вимірними сторонами та кутами повороту. Теодолітний хід називається зімкнутий, якщо точки повороту утворюють зімкнутий багатокутник (рис. 8.2) і навпаки - розімкнутий (рис. 8.3).

Розімкнуті теодолітні ходи повинні починатися і завершуватися точками, координати яких відомі.

Теодолітні ходи необхідні для виконання топографічних знімань різних масштабів, особливо великомасштабних, а також при розвідуванні доріг тощо.

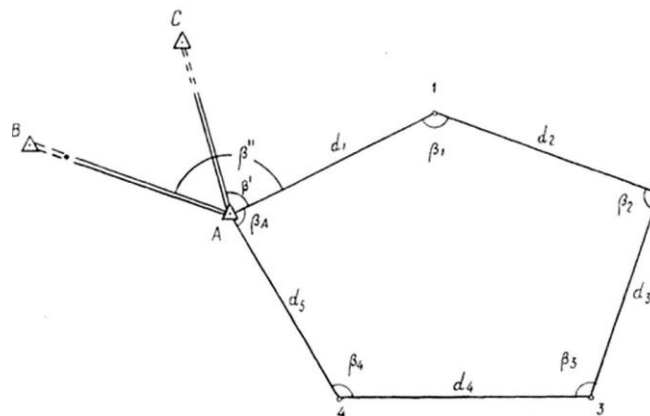


Рис. 8.2

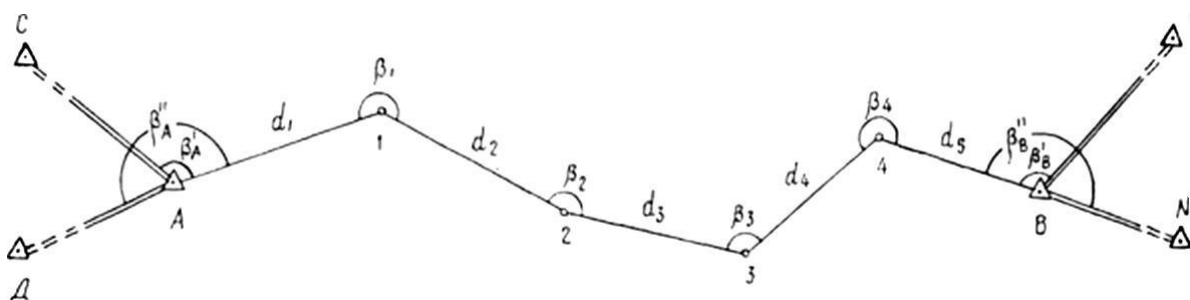


Рис. 8.3



### 8.3. Послідовність робіт при прокладанні теодолітних ходів

Роботи з прокладання теодолітних ходів виконують у такій послідовності:

1.Складання проєкту теодолітних ходів на картах. Для цього використовують карти найбільших масштабів на певну територію. При проектуванні використовують вимоги інструкції з прокладання теодолітних ходів, а саме витримують довжини ходів і сторін залежно від масштабу знімання. Теодолітні ходи повинні прокладатись у місцях зручних для вимірювання ліній.

2.Рекогностування теодолітних ходів - вибір точок повороту ходу на місцевості і їх закріплення.

3.Вимірювання кутів повороту точок теодолітних ходів і кутів нахилу, якщо вони перевищують  $1,5^\circ$ .

4.Вимірювання ліній теодолітних ходів.

5.Обчислення координат точок теодолітних ходів.

6.Нанесення за координатами на план точок теодолітного ходу.

### 8.4. Прокладання теодолітних ходів

Зімкнуті теодолітні ходи (рис. 8.2) - це багатокутники, у яких на всіх поворотних точках 1,2,3... вимірюють внутрішні або зовнішні кути і всі лінії  $d_1, d_2, d_3, \dots$  між точками повороту ходу.

Кути вимірюють одним прийомом. Розходження в півприйомах не повинні перевищувати  $45''$ .

Для орієнтування зімкнутого теодолітного ходу вимірюють прилеглі кути ( $f'$  і  $f''$  між твердими сторонами АВ і АС (дирекційні кути яких відомі) і однією стороною ходу А-1. Лінії  $d_1, d_2, d_3, \dots$  між точками теодолітного ходу вимірюють мірною стрічкою в прямому і зворотному напрямках з точністю  $\frac{1}{1000} - \frac{1}{3000}$  довжини вимірюваної лінії. Розімкнуті теодолітні ходи (рис. 8.3) прокладають між пунктами тріангуляції А і В або полігонометрії. Вони складаються з ламаних ліній з точками повороту 1, 2, 3... . Кути і лінії в розімкнутих ходах вимірюють так само і з такою ж точністю, як у зімкнутих теодолітних ходах. Для орієнтування розімкнутих теодолітних ходів на початку і в кінці ходу вимірюють прилеглі кути  $\beta'_A, \beta''_A, \beta'_B, \beta''_B$ .

### 8.5. Визначення недоступних віддалей

Бувають випадки, коли сторони теодолітних ходів перетинають такі перешкоди як ріки, яри, озера і т. д., через які безпосередньо виміряти лінії неможливо. Тоді довжину таких ліній визначають, як недоступну віддаль.

Для визначення довжини сторони АВ (Рис. 8.4) вибирають точки С і Д так, щоб у трикутниках АВС і АДВ сторони АС= $b_1$  і АД= $b_2$ , які називають *базисами*, були зручними для безпосереднього їх вимірювання, а кути були не менше  $30^\circ$  і не більше  $150^\circ$ .

Якщо виміряти базиси  $b_1$  і  $b_2$  і кути  $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1$  і  $\beta_2$  та розв'язуючи

трикутники ABC і ABD за теоремою синусів, двічі обчислимо сторону АВ.

$$\frac{AB}{\sin \beta_1} = \frac{b_1}{\sin \gamma_1}; \quad \frac{AB}{\sin \beta_2} = \frac{b_2}{\sin \gamma_2}; \quad \gamma_1 = 180^\circ - (\alpha_1 + \beta_1); \quad \gamma_2 = 180^\circ - (\alpha_2 + \beta_2)$$

$$AB = \frac{b_1 \sin \beta_1}{\sin \gamma_1} = \frac{b_2 \sin \beta_2}{\sin \gamma_2};$$

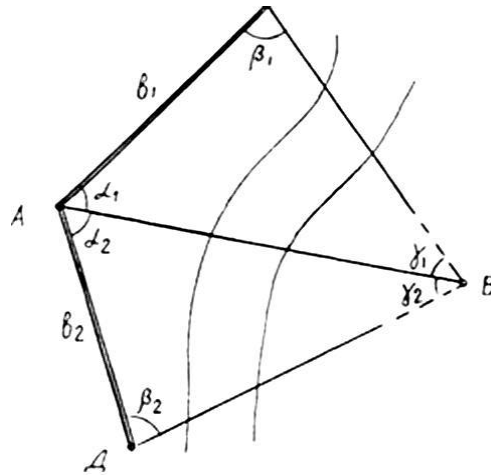


Рис. 8.4

Різниця між двома одержаними значеннями сторони АВ не повинна перевищувати  $\frac{1}{1000}$  довжини вимірюваної сторони АВ. Якщо одержана різниця не перевищує допуск, то виводять середнє з двох одержаних значень.

## 8.6. Пряма та обернена геодезичні задачі на площині

У геодезичній практиці часто необхідно розв'язувати дві задачі - пряму і обернену геодезичні задачі.

### 8.6.1. Пряма геодезична задача

Дано: координати першої точки  $X_1$  і  $Y_1$  горизонтальну проєкцію від першої до другої точки  $d$  і дирекційний кут лінії  $\alpha_{1-2}$ . Необхідно визначити координати  $X_2$  і  $Y_2$  другої точки.

Спроекуємо точки 1 і 2 на осі координат (Рис. 8.5). Проекції лінії  $d$  на осі  $X$  і  $Y$ , очевидно, будуть дорівнювати  $X_2 - X_1 = \Delta X$  і  $Y_2 - Y_1 = \Delta Y$ . Різниця координат точок 2 і 1 називається *приростами координат*. З наведених формул можна написати, що  $X_2 = X_1 + \Delta X$ , а  $Y_2 = Y_1 + \Delta Y$ .

З прямокутного трикутника 1а 2:

$$\Delta X = d \cos \alpha_{1-2} \quad \Delta Y = d \sin \alpha_{1-2}$$

$$\text{Отже, } X_2 = X_1 + d \cos \alpha_{1-2} \quad ; \quad Y_2 = Y_1 + d \sin \alpha_{1-2}$$

Залежно від дирекційного кута прирости координат можуть мати різні знаки. Знаки приростів координат визначаються знаками тригонометричних

функцій  $\sin$  і  $\cos$  відповідної чверті.

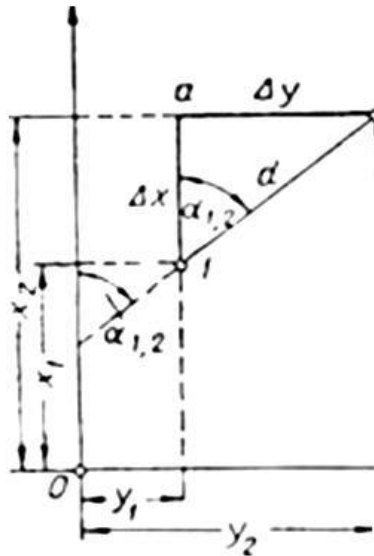


Рис. 8.5

Таблиця 8.1 показує залежність між дирекційними кутами і знаками приростів координат.

Таблиця 8.1

Прирости координат	Дирекційні кути			
	від $0^\circ$ до $90^\circ$	від $90^\circ$ до $180^\circ$	від $180^\circ$ до $270^\circ$	від $270^\circ$ до $360^\circ$
	I чверть	II чверть	III чверть	IV чверть
$\Delta X$	+	-	-	+
$\Delta Y$	+	+	-	-

### 8.6.2. Обернена геодезична задача

Дано: координати  $X_1$  і  $Y_1$  - першої точки і  $X_2$  і  $Y_2$  - другої точки. Необхідно знайти дирекційний кут лінії  $\alpha_{1-2}$  і горизонтальну проекцію  $d$  між точками 1 і 2.

Знаючи координати першої і другої точок, можна визначити прирости координат:  $\Delta X = X_2 - X_1 = d \cos \alpha_{1-2}$  ;  $\Delta Y = Y_2 - Y_1 = d \sin \alpha_{1-2}$

Очевидно, що в прямокутному трикутнику (Рис. 105). Іа 2 відношення  $\Delta Y$  до

$\Delta X$  дозволяє визначити тангенс  $\alpha_{1-2}$

$$\operatorname{tg} \alpha_{1-2} = \frac{\Delta Y}{\Delta X} = \frac{Y_2 - Y_1}{X_2 - X_1} = \frac{d \sin \alpha_{1-2}}{d \cos \alpha_{1-2}} ;$$

Кут, одержаний за тангенсом із таблиць натуральних значень тригонометричних функцій, буде табличним кутом (румбом). Для переходу від румба до дирекційного кута необхідно врахувати знаки приростів

координат і визначити чверть (табл.8.1), у якій розташований румб, і від румба перейти до дирекційного кута. Визначивши дирекційний кут, можна обчислити горизонтальну проєкцію за формулами:

$$d = \frac{\Delta Y}{\sin \alpha_{1-2}} = \frac{Y_2 - Y_1}{\sin \alpha_{1-2}}; \quad d = \frac{\Delta X}{\cos \alpha_{1-2}} = \frac{X_2 - X_1}{\cos \alpha_{1-2}}.$$

Крім цього, віддаль можна визначити за теоремою Піфагора з прямокутного трикутника *1a 2*

$$d = \sqrt{\Delta X^2 + \Delta Y^2}.$$

## 8.7. Обчислення зімкнутих теодолітних ходів

Перед тим, як приступити до обчислень теодолітних ходів, виконується перевірка обчислень у польових журналах. Після цього складають схему ходу і на ній виписують усі кути з журналу та горизонтальні проєкції. Потім зі схеми кути переписують у відомість обчислення координат точок теодолітного ходу (Таблицю 7 графа 2).

### 8.7.1. Обчислення кутової нев'язки

У графі 2 обчислюють суму всіх кутів, яку називають практичною сумою  $\sum \beta_{\Pi}$ . Суму кутів  $\sum \beta_{\Pi}$  порівнюють з теоретичною  $\sum \beta_m$  внутрішніх кутів багатокутника, яка обчислюється за формулою:

$$\sum \beta_m = 180^\circ(n - 2) \text{ де } n - \text{ кількість кутів у замкнутому теодолітному}$$

ході. Різниця між сумами  $\sum \beta_{\Pi}$  і  $\sum \beta_m$  називається кутовою нев'язкою ходу  $f_{\beta}$ ;

$f_{\beta} = \sum \beta_{\Pi} - \sum \beta_m$ . Кутова нев'язка не повинна перевищувати величини

$f_{\beta \text{ доп}} = \pm 1' \sqrt{n}$ , де  $n$  – кількість кутів теодолітного ходу. Якщо обчислена

нев'язка  $f_{\beta \text{ обч.}}$  не перевищує  $f_{\beta \text{ доп}}$ , то її розподіляють порівну у кожний

вимірний кут з оберненим знаком, тобто  $\delta_k = -\frac{f_{\beta}}{n}$ . Після введення поправок

“ $\delta_k$ ” у виміряні кути  $\sum \beta_{\Pi}$  повинна дорівнювати  $\sum \beta_m$ .

### 8.7.2. Обчислення дирекційних кутів і румбів сторін замкнутого теодолітного ходу.

Після виправлення кутів у теодолітному ході приступають до обчислення дирекційних кутів усіх його сторін. Якщо нам відомий дирекційний кут вихідної сторони АВ (рис. 8.6) і прилеглий кут  $\beta'$ , то обчислюють дирекційний кут прилеглої сторони А-1.

Згідно з Рис. 8.6 можна написати:

$$\alpha_{A-1} = \alpha_{AB} + \beta',$$

$$\alpha_{1-2} + \beta_1 = \alpha_{A-1} + 180^\circ,$$

$$\alpha_{2-3} + \beta_2 = \alpha_{1-2} + 180^\circ,$$

або

$$\begin{aligned}\alpha_{1-2} &= \alpha_{A-1} + 180^\circ - \beta_1, \\ \alpha_{2-3} &= \alpha_{1-2} + 180^\circ - \beta_2.\end{aligned}\quad (1)$$

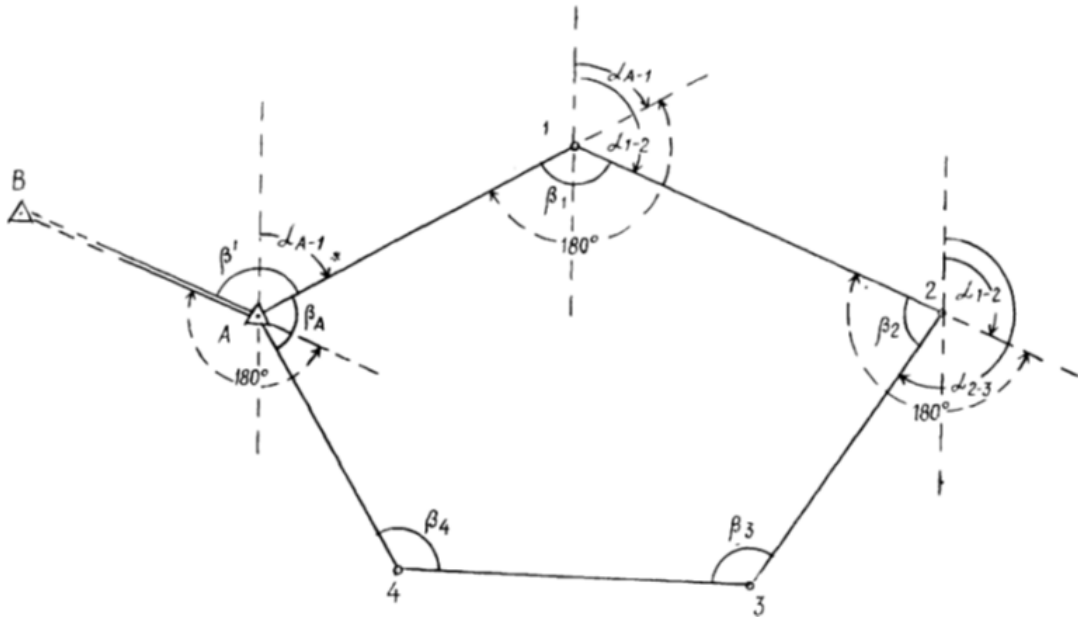


Рис. 8.6

З наведених рівнянь (1) можна написати: дирекційний кут наступної лінії дорівнює дирекційному куту попередньої лінії плюс  $180^\circ$  та мінус правий за ходом кут і навпаки – дирекційний кут наступної лінії дорівнює дирекційному куту попередньої лінії мінус  $180^\circ$  і плюс лівий за ходом кут.

$$\alpha_{A-1} = \alpha_{1-A} - 180^\circ + \beta_A$$

При обчисленні дирекційних кутів за формулами (1) і (2) бувають випадки, коли обчислений дирекційний кут може мати значення більше за  $360^\circ$ , то такий дирекційний кут необхідно зменшити на  $360^\circ$ . Якщо від дирекційного кута меншого за  $180^\circ$  необхідно відняти  $180^\circ$ , то до зменшеного слід додати  $360^\circ$ . Для контролю правильності обчислення дирекційних кутів у кінці ходу знову обчислюють дирекційний кут сторони А–1 за допомогою кута  $\beta_A$ , який не використовувався в попередніх обчисленнях дирекційних кутів. Після цього за дирекційними кутами обчислюють румби всіх сторін ходу.

### 8.7.3. Обчислення приростів координат і лінійної нев'язки в приростах координат замкнутого теодолітного ходу

Маючи обчислені горизонтальні проєкції сторін теодолітного ходу і їх дирекційні кути, користуючись формулами  $\Delta x = d \cos \alpha$  і  $\Delta y = d \sin \alpha$  обчислюють прирости прямокутних координат усіх ліній ходу. Після обчислення приростів усіх сторін теодолітного ходу обчислюють алгебраїчні суми приростів, які називають практичними сумами, тобто  $\sum \Delta x_{np}$  і  $\sum \Delta y_{np}$ . Як відомо, прирости координат є проєкціями сторін теодолітного ходу на осі

координат і в замкнутому багатокутнику повинні дорівнювати 0 (рис. 8.7), тобто теоретична сума приростів на осі координат дорівнює 0:

$$\Delta X_1 + \Delta X_2 + \Delta X_3 = 0; \sum \Delta x = 0; \Delta Y_1 + \Delta Y_2 + \Delta Y_3 = 0; \sum \Delta y = 0$$

Але через помилки при вимірюванні кутів і ліній ця умова виконуватись не буде, і суми приростів по осях координат не будуть дорівнювати 0, а деяким величинам  $f_x$  і  $f_y$ , тобто  $\sum \Delta x_i = f_x; \sum \Delta y_i = f_y$ .

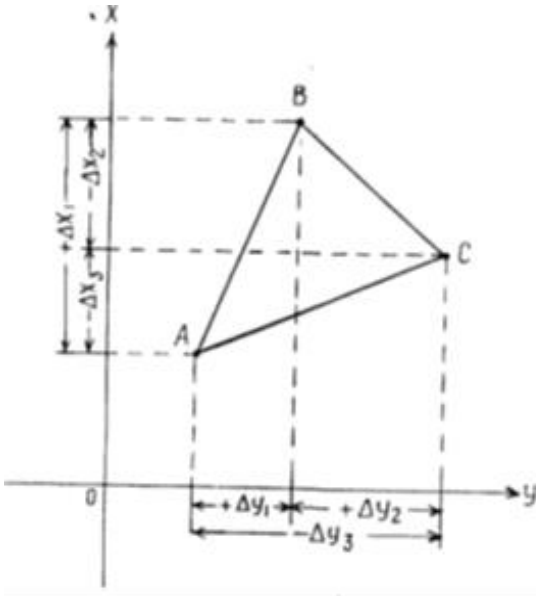


Рис. 8.7

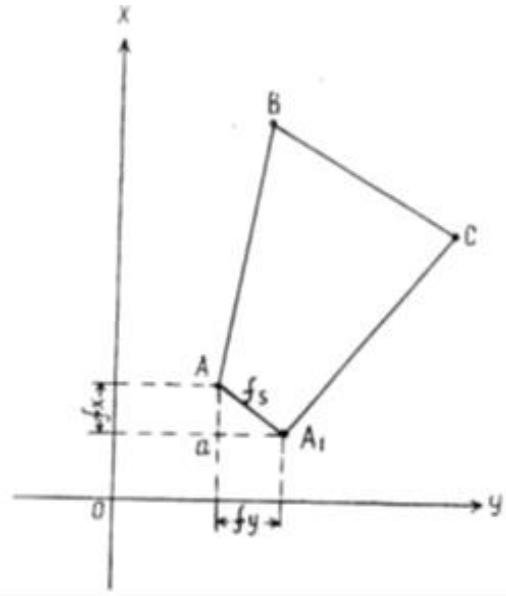


Рис. 8.8

Внаслідок цього точка А (рис. 8.8) в кінці ходу займе інше положення, а саме А<sub>1</sub>. Отож, багатокутник не зімкнеться на величину АА<sub>1</sub> =  $f_s$ . Величина “ $f_s$ ” називається абсолютною лінійною нев’язкою, а  $f_x$  і  $f_y$  – нев’язками в приростах координат. З трикутника АаА<sub>1</sub> обчислюють  $f_{abc}$ .  $f_{abc} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$ . На практиці використовують відносну лінійну нев’язку  $f_{від}$ , тобто відношенням  $f_{abc}$  до периметра полігона  $P$ , або нев’язкою, що припадає на одиницю довжини ходу. Ця величина не повинна перевищувати  $\frac{1}{1000}$  довжини ходу. Якщо  $f_{від}$  перевищує допуск, то необхідно визначити місце в теодолітному ході, де допущена груба помилка при вимірюванні кутів або ліній. Для цього за нев’язками  $f_x$  і  $f_y$  слід визначити сторону ходу, у якій допущена помилка в довжині або напрямку.

Згідно з рис. 8.8  $tg \alpha = \frac{f_y}{f_x}$ ,  $\alpha$  – дирекційний кут напрямку нев’язки

АА<sub>1</sub>. За допомогою знаків визначають назву румба, а за румбом – дирекційний кут напрямку нев’язки АА<sub>1</sub>. Порівнюючи дирекційний кут напрямку нев’язки з дирекційними кутами сторін теодолітного ходу, знаходять сторони, дирекційні кути яких близькі до дирекційного кута нев’язки. Після цього перевіряють обчислення приростів координат, пов’язаних з цими дирекційними кутами, і коли не знаходять помилок у обчисленнях, то повторюють відповідні вимірювання на місцевості.

Якщо відносна нев'язка не перевищує допуск, то нев'язки в приростах координат розподіляють по приростах пропорційно до довжин ліній з протилежним знаком так, щоб після розподілу нев'язок суми приростів координат дорівнювали "0", тобто  $\sum \Delta x_{np} = 0$ ;  $\sum \Delta y_{np} = 0$ .

Для цього визначають поправку на 1 метр довжини лінії. З цією метою величини нев'язок ділять на периметр полігона  $\delta_x = -\frac{f_x}{P}$ ,  $\delta_y = -\frac{f_y}{P}$ , а потім визначають поправку на всю довжину лінії  $\delta_{xi} = -\frac{f_x}{P} d_i$ ;  $\delta_{yi} = -\frac{f_y}{P} d_i$ . У тих випадках, коли нев'язки  $f_x$  і  $f_y$  за абсолютною величиною малі, то обчислюють поправки не на 1 м довжини лінії, а на 100 м, тому що на 1 м ці поправки дуже малі, тоді  $\delta_{xi} = -\frac{f_x \cdot 100}{P} d_i$ ,  $\delta_{yi} = -\frac{f_y \cdot 100}{P} d_i$ .

Додаючи алгебраїчно обчислені поправки  $\delta_{xi}$ ,  $\delta_{yi}$  до обчислених приростів координат, одержимо виправлені прирости координат.

$$\Delta X_1 = \Delta X'_1 + \frac{-f_x}{P} d_1; \Delta Y_1 = \Delta Y'_1 + \frac{-f_y}{P} d_1$$

$$\Delta X_2 = \Delta X'_2 + \frac{-f_x}{P} d_2; \Delta Y_2 = \Delta Y'_2 + \frac{-f_y}{P} d_2$$

У наведених формулах:

$\Delta X'_1$ ;  $\Delta X'_2$ ... – обчислені прирости координат;

$\Delta Y'_1$ ;  $\Delta Y'_2$ ... – обчислені прирости координат;

$\Delta X_1$ ;  $\Delta X_2$ ... – виправлені прирости координат;

$\Delta Y_1$ ;  $\Delta Y_2$ ... – виправлені прирости координат.

Сума виправлених приростів координат у замкнутому полігоні повинна дорівнювати "0", тобто теоретичній сумі приростів.

### *Обчислення координат*

Маючи виправлені прирости координат, обчислюють координати всіх точок ходу за правилом: координата наступної точки дорівнює координаті попередньої точки плюс приріст координат.

$$X_{n+1} = X_n + \Delta X_n; Y_{n+1} = Y_n + \Delta Y_n.$$

Для контролю правильності обчислення координат у замкнутому теодолітному ході необхідно до координати останньої точки  $X_n$  і  $Y_n$  додати відповідні прирости  $\Delta X_n$  і  $\Delta Y_n$  і обчислити координати вихідної точки.

## Відомість обчислення координат точок теодолітного ходу

Назва пунктів і точок	Висхідні і (протяг) кути	Поправки	Виправлені кути	Дирекційні кути	Румби	Горизонтальні проєкції, м	Підприємство координат, м														Координати, м	
							Обчислені							Виправлені								
							±	ΔX	поправка	±	ΔY	поправка	±	ΔX	±	ΔX	±	ΔY	поправка	±	ΔX	±
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19				
Зімкнутий теодолітний хід																						
ППЗ0																						
1	83°11.2	+0.2'	83°11.4	66°22.0	ПдСх 66°22.0'	189.01	+	87.67	+4	+	167.45	+5	+	87.71	+	167.50	889.64	640.89				
2	158°00.3	+0.3'	158°00.6	159°10.6	ПдСх 20°49.4'	177.98	-	166.35	+3	+	63.27	+4	-	166.32	+	63.31	977.35	808.39				
3	103°49.0	+0.2'	103°49.2	181°10.0	ПдСх 1°10.0'	135.11	-	135.08	+3	-	2.75	+4	-	135.05	+	2.71	811.03	871.70				
4	91°01.0	+0.2'	91°01.2	257°20.8	ПдСх 77°20.8'	210.14	-	46.03	+5	-	205.04	+5	-	45.98	-	204.99	675.98	868.99				
5	163°16.1	+0.3'	163°16.4	346°19.6	ПдСх 13°40.6'	128.48	+	124.84	+3	-	30.38	+4	+	124.87	-	30.34	630.00	664.00				
ППЗ0	120°41.0	+0.2'	120°41.2	3°03.2	ПдСх 3°03.2'	134.93	+	134.74	+3	+	7.19	+4	+	134.77	+	7.23	754.87	633.66				
Σβ <sub>теор</sub> =719°38.6			Σβ <sub>теор</sub> =720°00.0	62°22.0		Р=975.65		ΣΔX <sub>теор</sub> =-0.21			ΣΔY <sub>теор</sub> =-0.26			ΣΔX <sub>теор</sub> =0		ΣΔY <sub>теор</sub> =0						
Σβ <sub>факт</sub> =720°00.0								ΣΔX <sub>факт</sub> =0.00			ΣΔY <sub>факт</sub> =0.00											
fβ = -1.4								fβ = -0.21			fβ = -0.26											
fβ <sub>теор</sub> =-1.4								fβ <sub>факт</sub> =-0.21			fβ <sub>факт</sub> =-0.26											
								fβ <sub>факт</sub> /fβ <sub>теор</sub> =0.34975			fβ <sub>факт</sub> /fβ <sub>теор</sub> =0.65											
Розімкнутий теодолітний хід																						
Рось																						
ППЗ																						
7	90°18.0	+0.1'	90°18.1	159°10.6	ПдСх 68°52.5'	78.57	-	28.32	+3	-	73.29	-2	-	28.29	-	73.31	811.03	871.70				
6	155°43.0	+0.1'	155°43.1	248°52.5	ПдСх 88°30.6'	77.68	+	4.28	+3	-	77.56	-2	+	4.31	-	77.38	782.74	798.39				
ППЗ	203°27.0	+0.1'	203°27.1	273°09.4	ПдСх 88°30.6'	92.90	-	32.22	+4	-	87.13	-2	-	32.18	-	87.15	787.05	720.81				
ППЗ0	66°39.0	+0.1'	66°39.1	3°03.2	ПдСх 68°42.3'	Р=249.15																
Σβ <sub>теор</sub> =516°07.0			Σβ <sub>теор</sub> =516°07.4	3°03.2				ΣΔX <sub>теор</sub> =-56.26			ΣΔY <sub>теор</sub> =-237.98			ΣΔX <sub>теор</sub> =-56.16		ΣΔY <sub>теор</sub> =-238.04						
Σβ <sub>факт</sub> =516°07.4								ΣΔX <sub>факт</sub> =-56.16			ΣΔY <sub>факт</sub> =-238.04											
fβ = -0.4								fβ = -0.10			fβ = +0.06											
fβ <sub>теор</sub> =-0.4								fβ <sub>факт</sub> =-0.10			fβ <sub>факт</sub> =+0.06											
								fβ <sub>факт</sub> /fβ <sub>теор</sub> =0.25			fβ <sub>факт</sub> /fβ <sub>теор</sub> =-0.15											



## 8.8. Обчислення розімкнутих теодолітних ходів

### 8.8.1. Обчислення кутової нев'язки

Обчислення кутової нев'язки в розімкнутому теодолітному ході виконується так само, як і в замкнутому ході. Спочатку обчислюють суму всіх вимірних кутів (табл. 7, графа 2), тобто:  $\sum \beta_n = \beta_A + \beta_1 + \beta_2 + \dots + \beta_n$ .

Після цього, розв'язуючи обернені геодезичні задачі, за відомими координатами вихідних пунктів  $A, C, B, D$  обчислюють дирекційні кути вихідних сторін  $CA$  і  $BD$ .

$$\operatorname{tg} \alpha_{CA} = \frac{Y_A - Y_C}{X_A - X_C} \qquad \operatorname{tg} \alpha_{BD} = \frac{Y_D - Y_B}{X_D - X_B}$$

Знаючи початковий дирекційний кут  $\alpha_{II} = \alpha_{CA}$ , згідно з рис. 109 можна обчислити дирекційні кути всіх наступних сторін ходу:

$$\alpha_{A-1} = \alpha_{II} + 180^\circ - \beta_A$$

$$\alpha_{1-2} = \alpha_A + 180^\circ - \beta_1$$

.....

$$\alpha_K = \alpha_{II-B} + 180^\circ - \beta_B$$

Додавши всі ці рівняння почленно і скоротивши, одержимо:

$$\alpha_K = \alpha_{II} + 180^\circ \cdot n - \sum_1^n \beta \quad \text{або} \quad \sum_1^n \beta_T = \alpha_{II} + 180^\circ \cdot n - \alpha_K$$

За цією формулою обчислюється теоретична сума кутів у розімкнутому теодолітному ході для кутів, що лежать справа за ходом.

Якщо в теодолітному ході вимірювались кути, що лежать зліва за ходом, то застосовується формула:  $\sum \beta_T = \alpha_K + 180^\circ \cdot n - \alpha_{II}$ , де  $n$  – кількість кутів у теодолітному ході.

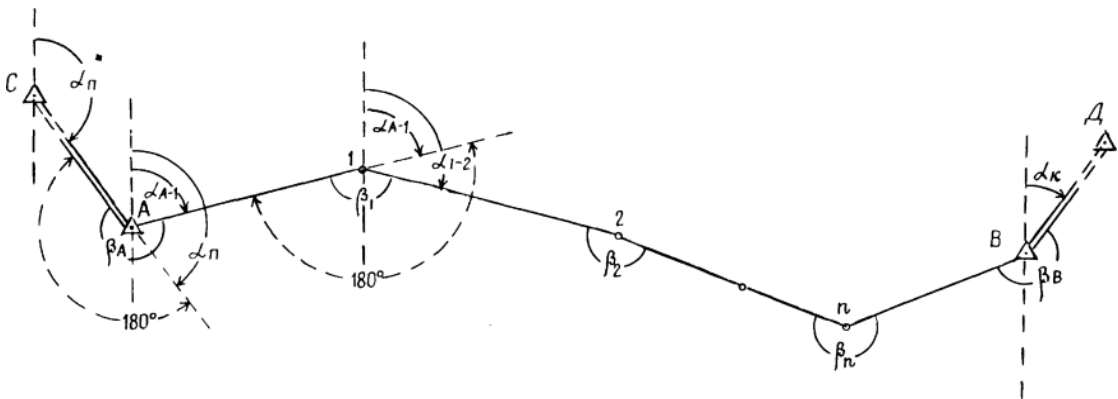


Рис. 8.9

Маючи  $\sum \beta_{II}$  і  $\sum \beta_T$ , обчислюють величину кутової нев'язки

$f_\beta = \sum \beta_{II} - \sum \beta_T$ . Одержану нев'язку порівнюють з допустимою, яка підраховується за формулою  $f_{\text{доп}} = \pm 1 \sqrt{n}$ , і якщо нев'язка  $f_\beta$  не перевищує допустимої величини, тобто  $f_\beta < f_{\text{доп}}$ , то її розподіляють порівно на всі кути з

оберненим знаком  $\delta_K = \frac{f_\beta}{n}$ . Після введення поправок у виміряні кути  $\sum \beta_{\Pi}$  повинна дорівнювати  $\sum \beta_T$ .

### 8.8.2. Обчислення дирекційних кутів і румбів сторін розімкнутого теодолітного ходу

За виправленими кутами обчислюють дирекційні кути і румби всіх сторін теодолітного ходу. Обчислення виконують так, як у замкнутому теодолітному ході. Контролем правильності обчислення дирекційних кутів є обчислене значення дирекційного кута кінцевої сторони, тобто  $\alpha_K$ .

### 8.8.3. Обчислення приростів координат і лінійної нев'язки в приростах координат розімкнутого теодолітного ходу та обчислення координат

Прирости координат в розімкнутому теодолітному ході обчислюють за формулами прямої геодезичної задачі, а саме  $\Delta X = d \cos \alpha$  і  $\Delta Y = d \sin \alpha$ . Знаючи прирости координат по кожній лінії, обчислюють їх суми і одержують практичну суму приростів, тобто  $\sum \Delta X_n = \Delta X_1 + \Delta X_2 + \dots + \Delta X_n$ ;  $\sum \Delta Y_n = \Delta Y_1 + \Delta Y_2 + \dots + \Delta Y_n$ . Але згідно з рис. 110 суми приростів координат по осях координат дорівнюють замикаючій ламаній лінії:

$$\Delta X_1 + \Delta X_2 + \Delta X_3 = \Delta X_{AB} \quad \text{але} \quad \Delta X_{AB} = X_B - X_A$$

$$\Delta Y_1 + \Delta Y_2 + \Delta Y_3 = \Delta Y_{AB} \quad \text{але} \quad \Delta Y_{AB} = Y_B - Y_A$$

З наведених формул виходить, що теоретична сума приростів координат розімкнутого теодолітного ходу дорівнює різниці координат кінцевої і початкової точок.

$$\sum \Delta X_T = X_B - X_A \qquad \sum \Delta Y_T = Y_B - Y_A$$

Знаючи практичну і теоретичну суми приростів координат, обчислюють нев'язки в приростах координат за формулами:

$$f_x = \sum \Delta X_{\Pi} - \sum \Delta X_T;$$

$$f_y = \sum \Delta Y_{\Pi} - \sum \Delta Y_T.$$

Після цього обчислюють лінійну нев'язку ходу:  $f_{abc} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$

і відносну помилку ходу:  $f_{\text{від}} = \frac{f_{abc}}{\sum d} \leq \frac{1}{1000}$ . Якщо лінійна нев'язка не

перевищує допуск, то обчислення продовжують так, як у замкнутому теодолітному ході.

Контролюють правильність визначення координат обчисленням координат кінцевої точки В.

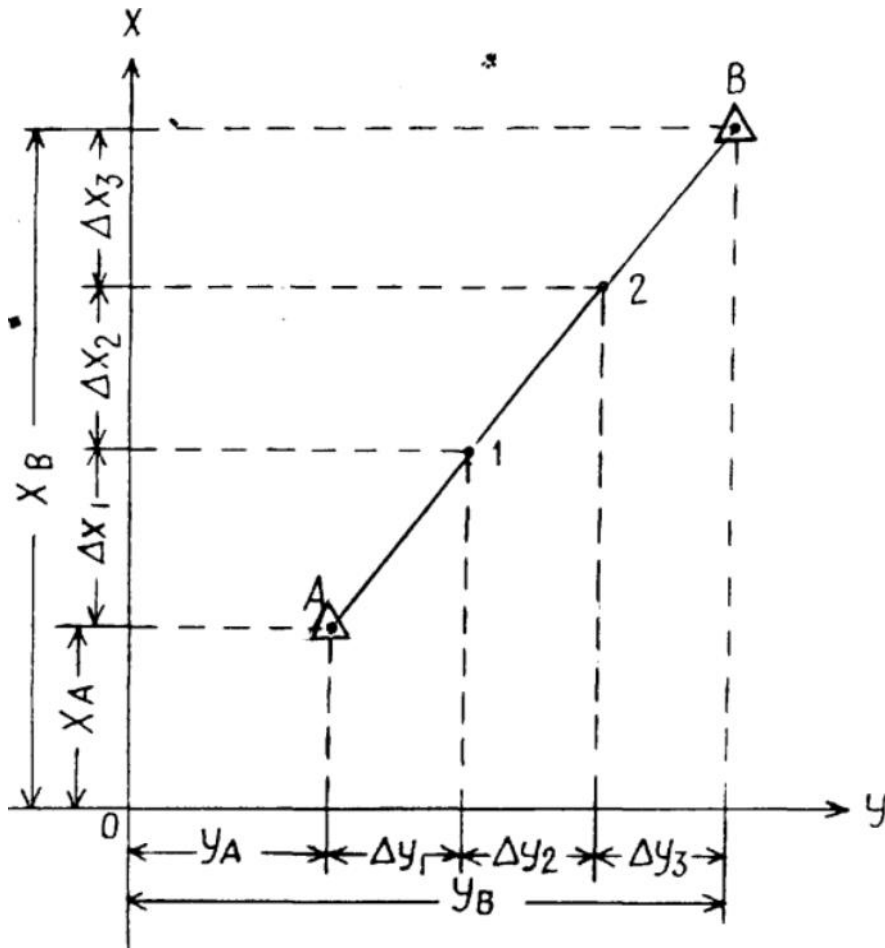


Рис. 8.10

### 8.9. Нанесення точок теодолітного ходу на план

Після обчислення координат точок теодолітного ходу їх необхідно нанести за координатами на план. Координати точок теодолітного ходу переважно виражаються великими числами і відкласти їх від початку координат незручно. Для зручності будують координатну сітку (кілометрову сітку), яка є сіткою квадратів. Сторони квадратів – це лінії, паралельні до осей X і Y. У цьому випадку координати точок відкладають від цих ліній з урахуванням підписів сітки (рис. 8.13).

Побудова координатної сітки лінійкою Ф.В. Дробишева (рис. 8.11, а).

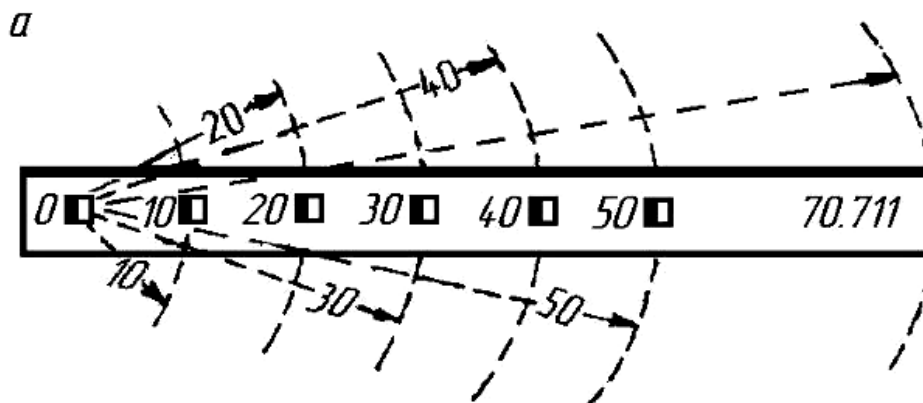


Рис. 8.11

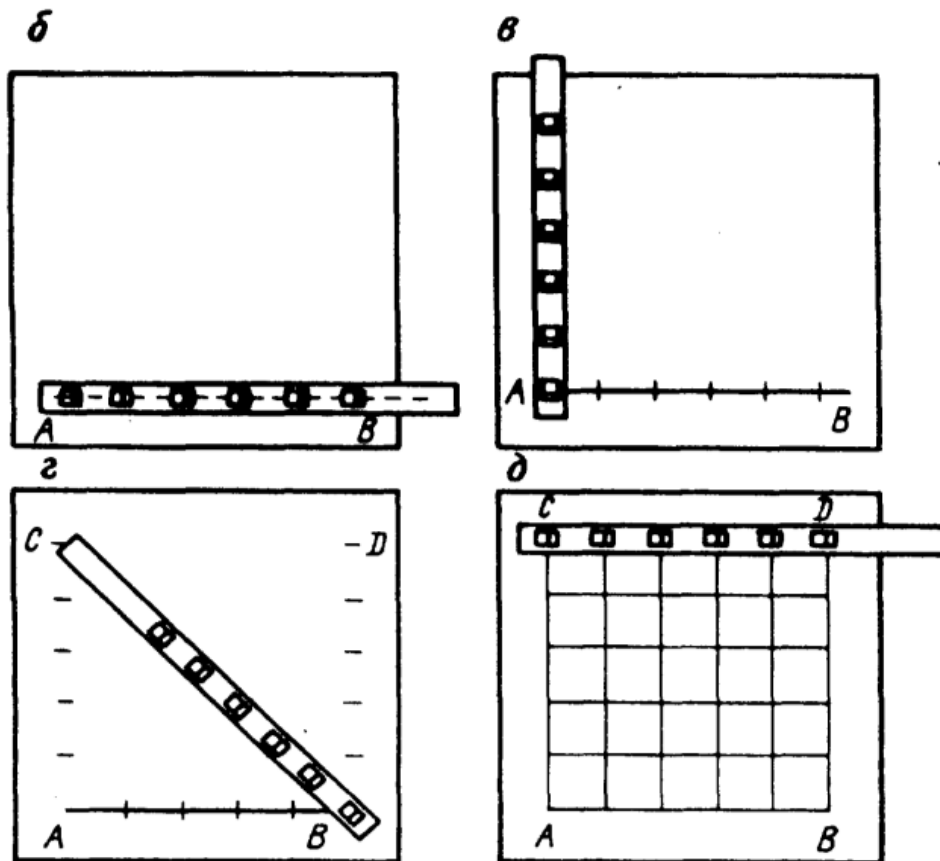


Рис. 8.11

Лінійка має шість вирізів, віддаль між якими 10 см. Нижній край кожного вирізу є дугою кола радіуса, рівного в другому вирізі 10 см, у третьому – 20 см ... (рис. 8.11, а). На скошеному краї першого вирізу нанесено штрих, який є початком довжини лінійки, а довжина всієї лінійки є гіпотенузою прямокутного трикутника з катетами 50X50 см і дорівнює  $\sqrt{50^2 + 50^2} = 70,711$  см. Координатну сітку за допомогою лінійки Дробишева будують у такій послідовності:

1. Залишивши внизу аркуша паперу місце для підписів і рамок, проводять вздовж скошеного краю лінійки тонку пряму лінію (рис. 8.11, б).

2. Накладають на цю лінію лінійку так, щоб крайні вирізи були симетричні відносно лівого і правого країв паперу, а нульовий штрих першого вирізу збігався з проведеною лінією.

3. Уздовж скошених країв вирізів проводять короткі дуги, котрі ділять лінію на п'ять відрізків по 10 см кожний. Крайні точки А і В – вершини квадрата зі стороною 50 см.

4. Перекладають лінійку “на око” перпендикулярно до АВ по лівому краю аркуша і, з'єднавши нульовий штрих з точкою А, знову проводять дуги по всіх скошених краях вирізів (рис. 8.11, в).

5. Потім, сумістивши нульовий штрих з точкою В, розташовують лінійку по діагоналі аркуша, знаходять перетин дугоподібного кінця лінійки з

дугою, проведеною по вирізу з номером 50 (рис. 8.13, г), знайдена точка С буде третьою вершиною квадрата 50х50 см.

6. Аналогічно знаходять четверту вершину Д. 7. Прикладають нульовий штрих лінійки до точки С і перевіряють, чи дорівнює відрізок СД 50 см, а потім ділять його на частини по 10 см (рис. 8.11, д) і з'єднують протилежні мітки між собою.

Після цього перевіряють правильність побудови сітки. Для цього прикладають скошений край лінійки (рис. 8.12, в) до діагоналей малих квадратів і при цьому не повинно бути трикутників похибок. Правильність побудови сітки можна перевірити за допомогою вимірника (рис. 8.12, г).

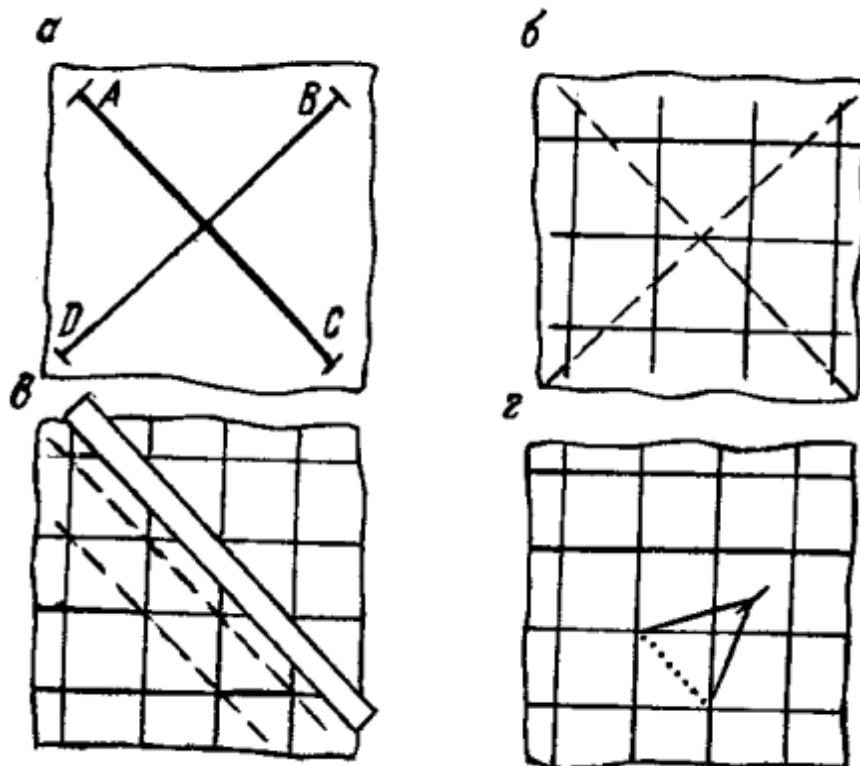


Рис. 8.12

Перевіряють розміри діагоналей усіх квадратів. Допускається розходження розмірів діагоналей у межах графічної точності, тобто 0,1–0,2 мм.

*Побудова координатної сітки за допомогою штангенциркуля і масштабної лінійки.*

Якщо немає лінійки Дробишева або необхідно розмітити координатну сітку невеликих розмірів, то побудову виконують за допомогою штангенциркуля і масштабної лінійки.

Для цього за допомогою лінійки на аркуші паперу проводять діагоналі (рис. 8.12, а) і від точки їх перетину штангенциркулем по діагоналі відкладають рівні відрізки. Кінці цих відрізків будуть вершинами прямокутника АВСД. З'єднавши ці вершини прямими лініями, ми одержимо точний прямокутник і на його сторонах відкладають вимірником рівні

відрізки – сторони квадратів сітки (рис. 8.12, б). Правильність побудови сітки квадратів перевіряють так, як при розмітці за допомогою лінійки Дробишева.

Для нанесення точок теодолітного ходу сітку квадратів оцифровують, тобто вказують віддаль відповідних горизонтальних і вертикальних ліній квадратів від початку координат. Біля виходів координатних ліній сітки квадратів підписують прийняте значення – абсцис і ординат. Точки ходу наносять за допомогою вимірника і поперечного масштабу.

Перш за все визначають квадрат, у якому знаходиться точка, потім від координат точки віднімають координати південно-західного кута квадрата. Різницю абсцис 0–1 (рис. 8.13), виражену в масштабі плану, відкладають від південної сторони квадрата на вертикальних його сторонах, а різницю ординат 0–1 від західної сторони квадрата на схід на горизонтальних лініях квадрата.

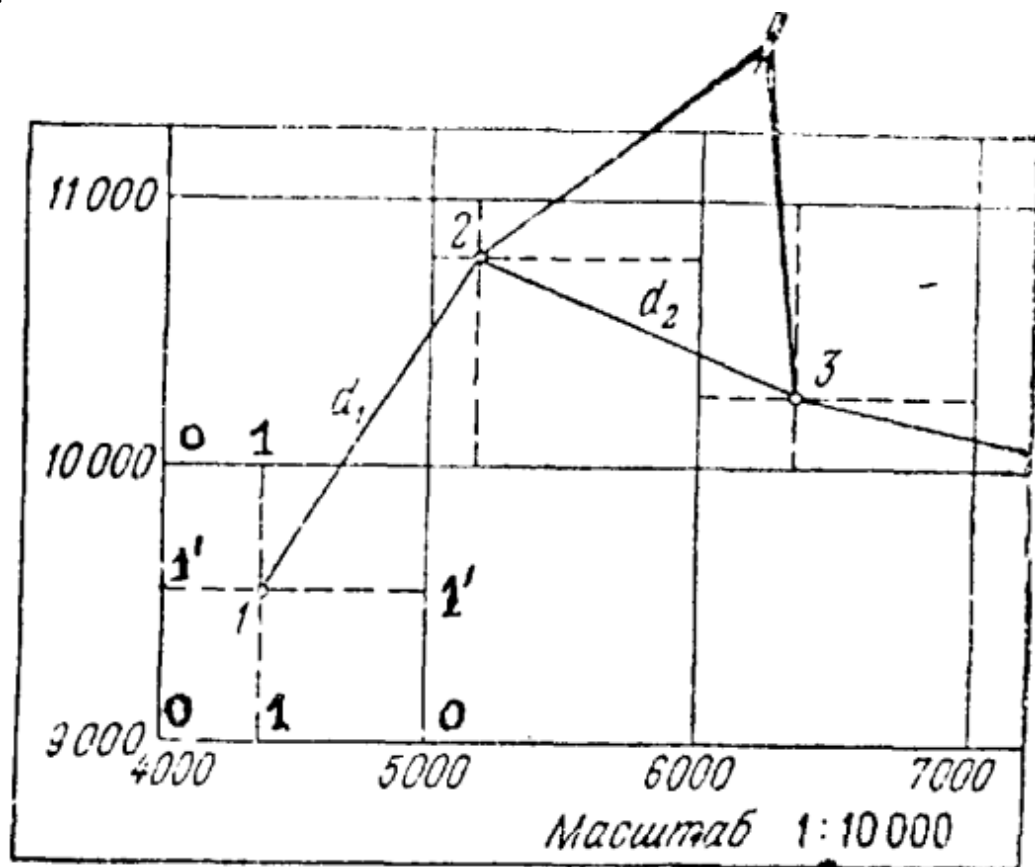


Рис. 8.13

Через кінці цих відрізків проводять лінії і в перетині цих ліній одержують положення точки.

Правильність нанесення точок на план перевіряють за горизонтальними проєкціями між двома суміжними точками ходу.

Допускається розбіжність у межах графічної точності 0,1–0,2 мм.

### 8.10. Визначення площ

Визначення площ ділянок на місцевості виконують на підставі геометричних і тригонометричних формул обчислення площ різних геометричних фігур. Для цього ділянку місцевості розмічають на прості

геометричні фігури і вимірюють елементи цих фігур, які необхідні для обчислення їх площі. Наприклад, у трикутнику вимірюють основу  $a$  і висоту  $h$  або дві сторони  $a$  і  $b$  і кут  $\gamma$  між ними, в трапеціях – основи  $a$ ,  $b$  і висоту  $h$  і, застосовуючи відповідно формули:  $S = \frac{1}{2}ah$ ;  $S = \frac{1}{2}ab \sin \gamma$ ;  $S = \frac{a+b}{2}h$ , обчислюють площі.

Здебільшого площі ділянок місцевості визначають, користуючись картами або планами.

Площу за допомогою карти або плану можна визначити чотирма способами: графічним, за допомогою палетки, аналітичним і механічним.

### **8.10.1. Графічний спосіб**

Для визначення площ графічним способом її розмічають на простіші геометричні фігури: трикутники, прямокутники і трапеції. Якщо контури криволінійні, то площу необхідно поділити на простіші фігури з таким розрахунком, щоб сторони фігур, які збігаються з цими контурами, практично можна було вважати прямолінійними (рис. 8.14).

Потім вимірюють на плані необхідні елементи для обчислення площ окремих фігур. Площу всієї фігури одержують як суму площ окремих фігур.

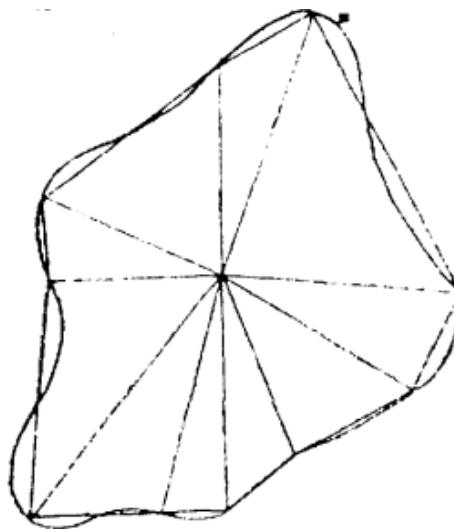


Рис. 8.14

### **8.10.2. Визначення площі за допомогою палетки**

Визначення площі цим способом виконується за допомогою приладу-палетки. Палетка являє квадрат або прямокутник з прозорого матеріалу (наприклад, целулоїд або пластик), на якому нанесена сітка квадратів, площа яких повинна бути відома (рис. 8.15).

Для визначення площі контуру на нього накладають палетку і обчислюють кількість повних квадратів  $N_1$  усередині контуру. Потім визначають кількість неповних квадратів  $N_2$  уздовж межі контуру, утворюючи “на око” цілі квадрати.

Загальну площу контуру обчислюють за формулою  $S = S(N_1 + N_2)$ , де  $S$  – площа одного квадрата.

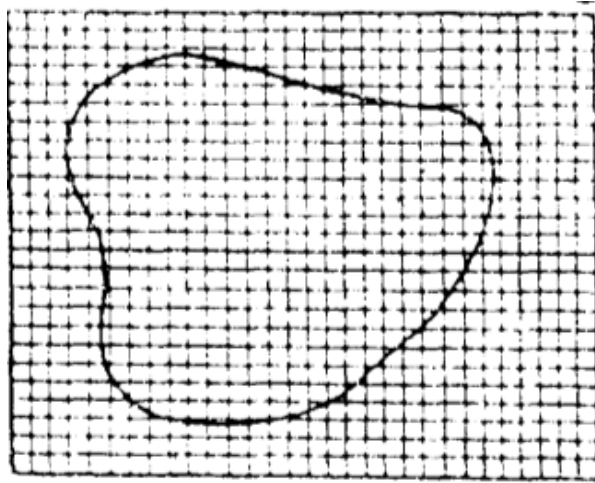


Рис. 8.15

### 8.10.3. Аналітичний спосіб

Коли необхідно визначити площу контуру, утвореного сторонами замкнутого теодолітного ходу, координати вершин яких відомі, можна застосовувати аналітичний метод. Якщо маємо координати вершин чотирикутника (рис. 8.16).  $1(X_1; Y_1)$ ;  $2(X_2; Y_2)$ ;  $3(X_3; Y_3)$ ;  $4(X_4; Y_4)$ , то для визначення площі чотирикутника беремо алгебраїчну суму площ трапецій  $S = S_1 - 2ab + S_2 - 3bc - S_3 - 4dc - S_4 - 1ad$ . Визначаючи площу кожної трапеції, як півсуму основ на висоту, визначимо подвоєну площу:  $2S = (X_1 + X_2)(Y_2 - Y_1) + (X_2 + X_3)(Y_3 - Y_2) - (X_3 + X_4)(Y_3 - Y_4) - (X_4 + X_1)(Y_4 - Y_1)$ .

Після перемноження і приведення подібних членів одержимо

$$2S = X_1(Y_2 - Y_1) + X_2(Y_3 - Y_2) + X_3(Y_4 - Y_3) + X_4(Y_1 - Y_4)$$

$2S = \sum_1^n x_i(y_{i+1} - y_{i-1})$ , де  $n$  – кількість вершин. Для контролю обчислень

використовують формулою  $2S = \sum_1^n y_i(x_{i-1} - x_{i+1})$ . Якщо в наведених формулах

різниці координат обчислити навпаки, тобто  $(y_{i-1} - y_{i+1})$  і  $(x_{i+1} - x_{i-1})$ , то результат буде зі знаком мінус. Для обчислення площ використовують відомість, приведену в табл. 8.3

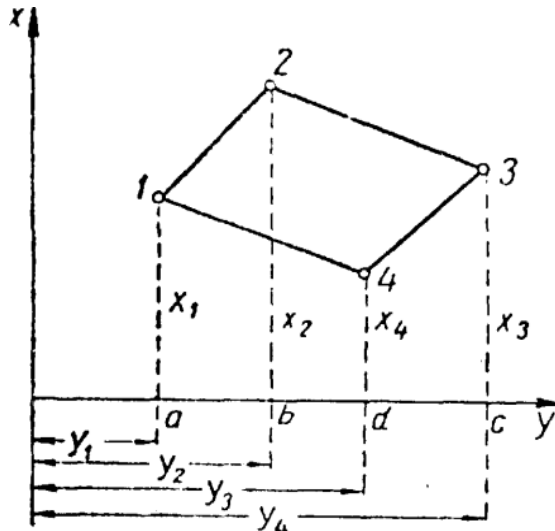


Рис. 8.16



Таблиця 8.3

№ п/п	Координати		$y_{i-1} - y_{i+1}$	$x_{i+1} - x_{i-1}$	$x_i(y_{i-1} - y_{i+1})$	$y_i(x_{i+1} - x_{i-1})$
	x	y				
1	6213,41	4248,62	-509,47	-910,37	-316546	-3867816
2	5724,28	4261,14	+595,81	-1106,57	+3410533	-4715250
3	5106,84	3652,81	+1411,79	-301,17	+7209786	-1100117
4	5423,11	2849,35	+1014,40	+1304,10	+5501203	+3715581
5	6410,85	2638,41	-902,32	+1211,54	-5784638	+3196539
6	6634,65	3751,67	-1610,21	-197,44	-10683180	-740730
			$\Sigma = 0$	$\Sigma = 0$	$2S = 3511792$	$2S = 3511798$

$$S = 1755896 \text{ м}^2 = 175,59 \text{ га.}$$

#### 8.10.4. Механічний спосіб визначення площ

Визначення площ механічним способом виконується за допомогою приладу – планіметра. Широкого розповсюдження набув полярний планіметр (рис. 8.17).

Він складається з двох важелів – полюсного 1 (рис. 117, а) і обвідного 6. Полюсний важіль на одному кінці має вантаж 2 з голкою, якою наколюється важіль на папір, і ця точка називається полюсом, а на другому кінці – штифт 15 з кулястою головкою, за допомогою якої полюсний важіль з'єднується з обвідним.

На обвідному важелі пересувається каретка відлікового механізму 8, 9, 10, 11. Від положення каретки залежить довжина обвідного важеля, яка відраховується від обвідного шпильця 5 до шарніра і визначається на шкалі важеля за допомогою верньєра 14. На кінці обвідного важеля розташована ручка 3, обвідний шпильць і штифт 4. Штифт є опорною точкою планіметра, його довжина регулюється з таким розрахунком, щоб вістря обвідного шпильця при обведенні контуру фігури не пошкодило паперу. Гвинти 12, 13 використовують для установки перпендикулярності площини обідка відлікового колеса до осі обвідного важеля.

Відліковий механізм (рис. 8.17, б) складається з відлікового колеса 10, яке має 100 поділок, обідка 9 відлікового колеса, верньєра 11 з десятьма поділками, які дозволяють брати відліки з точністю 0,1 поділки колеса і циферблата 8, за яким беруть відліки повних обертів колеса. Одному обертowi колеса відповідає зміна відліку на 10000 поділок планіметра. На рис. 8.17, б зображено відлік 4565, який відповідає 4,565 оберта колеса від початку відліку. Для визначення площі використовують двома положеннями полюса відносно фігури при полюсі поза фігурою (рис. 8.18, а) і полюсі в середині фігури (рис. 8.18, б).

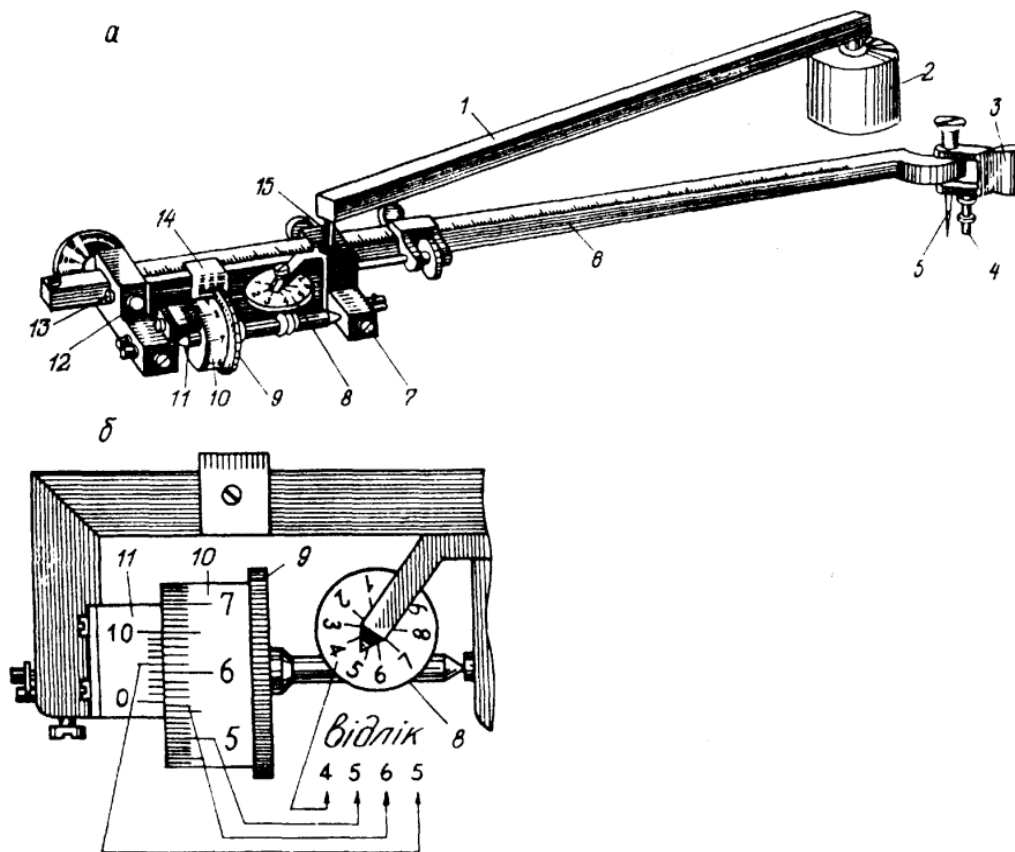


Рис. 8.17

У першому випадку площу фігури (в м<sup>2</sup> або га) визначають за формулою  $S = \mu (n_2 - n_1)$ , в другому  $S = \mu (n_2 - n_1) + g$ ;  $\mu$  – ціна поділки планіметра (в га), яка відповідає одній поділці планіметра;  $n_1, n_2$  – відліки до і після обведення контуру;  $g$  – постійна планіметра.

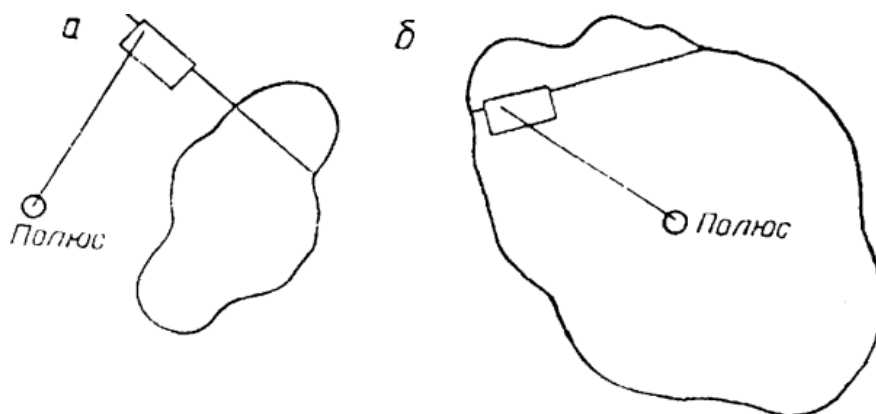


Рис. 8.18

#### 8.10.5. Визначення ціни поділки планіметра

На практиці ціну поділки визначають діленням відомої площі фігури на кількість поділок, які пройшло відлікове колесо при обведенні цієї фігури. За фігуру з відомою площею беруть квадрат топографічної карти масштабу 1:10000 або круг, одержаний за допомогою контрольної лінійки. Площа квадрата зі стороною 10 см дорівнює 100 га, площа круга з  $R = 56,43$  мм дорівнює  $S = \pi R^2 = 100$  га. Число поділок, яке пройшло відлікове колесо,

одержують як різницю відліків, узятих після обведення  $n_2$  і до обведення  $n_1$ . Тоді ціна поділки планіметра  $\mu = \frac{S}{n_2 - n_1}$ . Для зручності обчислення можна змінювати довжину обвідного важеля так, щоб ціна поділки планіметра виражалась цілим числом.

Наприклад: довжина важеля  $R = 250$  мм, ціна поділки  $\mu = 7,41$  мм<sup>2</sup>.

Визначити радіус  $R_0$  планіметра для  $\mu_0 = 10$  мм<sup>2</sup>.

$$R_0 = \frac{R_{1\mu_0}}{\mu} = \frac{250 \cdot 10}{7,41} = 334,5 \text{ мм}$$

Обчислену довжину обвідного важеля установлюють на його шкалі верньєром 14 (рис. 8.17, а).

### *Визначення постійного числа “g” планіметра*

Для визначення постійного числа “g” планіметра вибирають контур таких розмірів, щоб його площу можна було визначити, обводячи контур з полюсом поза фігурою і з полюсом всередині фігури.

Якщо різниця відліків при обведенні контуру з полюсом поза фігурою дорівнює  $n_2 - n_1$ , а різниця відліків з полюсом всередині фігури  $n'_2 - n'_1$ , тоді площу контуру можна визначити за формулами:

звідки:

$$S = \mu(n_2 - n_1)$$

$$S = \mu(n_2 - n_1) + g$$

$$g = \mu(n_2 - n_1) - \mu(n'_2 - n'_1)$$

## **8.11. Теодолітне знімання ділянки**

Суть теодолітного знімання полягає у вимірюванні кутів і ліній, необхідних для визначення розташування предметів і контурів місцевості. На підставі цих вимірювань на папері складають план місцевості в заданому масштабі. Результати вимірювань ліній і кутів, одержаних при теодолітній зніманні, записують у журнал знімання, у якому роблять зарисовки, в довільному масштабі всіх предметів і контурів. Ці зарисовки називаються абрисом.

Абрис є основним документом, за допомогою якого складається план. Тому його слід вести чітко і акуратно.

При теодолітному зніманні часто необхідно будувати на місцевості прямі кути. Побудову прямих кутів виконують приладом, який називається екером. Найбільш розповсюджений дводзеркальний екер (рис. 8.19, а).

Принцип роботи екера побудовано на законі відбиття променів світла від плоских дзеркал. Промінь світла, який падає від віхи А на дзеркало 1, відбивається від нього, попадає на дзеркало 2, відбивається повторно і утворює з першим променем кут  $90^\circ$ . Для побудови прямого кута на місцевості на прямій АВ вибирають точку С (рис. 8.19, б) і на ній стають з екером. Екер установлюють за виском, тримають його так, щоб у дзеркалі,

направленому по створу, було видно віхи А. Побачивши в другому дзеркалі відбиття віхи А, спостерігач дає команду робітникові, який з віхою К починає переміщуватись до тих пір, поки віха, видима спостерігачеві через віконце над дзеркалом, не суміститься із зображенням віхи А, яку видно в другому дзеркалі.

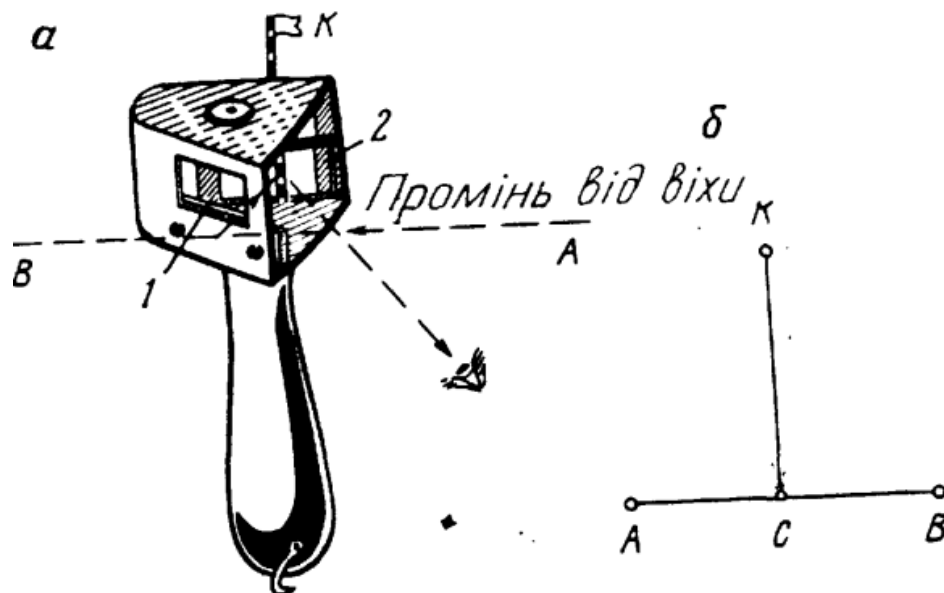


Рис. 8.19.

За допомогою ескера можна розв'язувати дві задачі: З точки С (рис. 8.19, б), розташованої на прямій АВ, ставити перпендикуляр і з точки К, яка знаходиться поза АВ, опустити перпендикуляр на пряму АВ (знайти основу перпендикуляра – точку С). Розглянемо існуючі способи знімання .

### 8.11.1. Спосіб перпендикулярів (прямокутних координат)

На рис. 8. 20 зображено знімання берега ріки способом перпендикулярів.

Для цього сторону ходу І–ІІ прокладають якнайближче до контуру, який знімають, і цю лінію приймають за вісь ординат з початком в точці І. Для визначення положення точок 1, 2, ...6 вимірюють їх прямокутні координати, тобто для точки 1 вимірюють відрізок  $y_1 = I - 1'$ , у точці 1' ставлять перпендикуляр до осі ординат  $1'-1 = x_1$  і вимірюють його довжину; для точки 2 вимірюють  $y_2 = I-2'$  і  $x_2 = 2'-2$  і т. д.

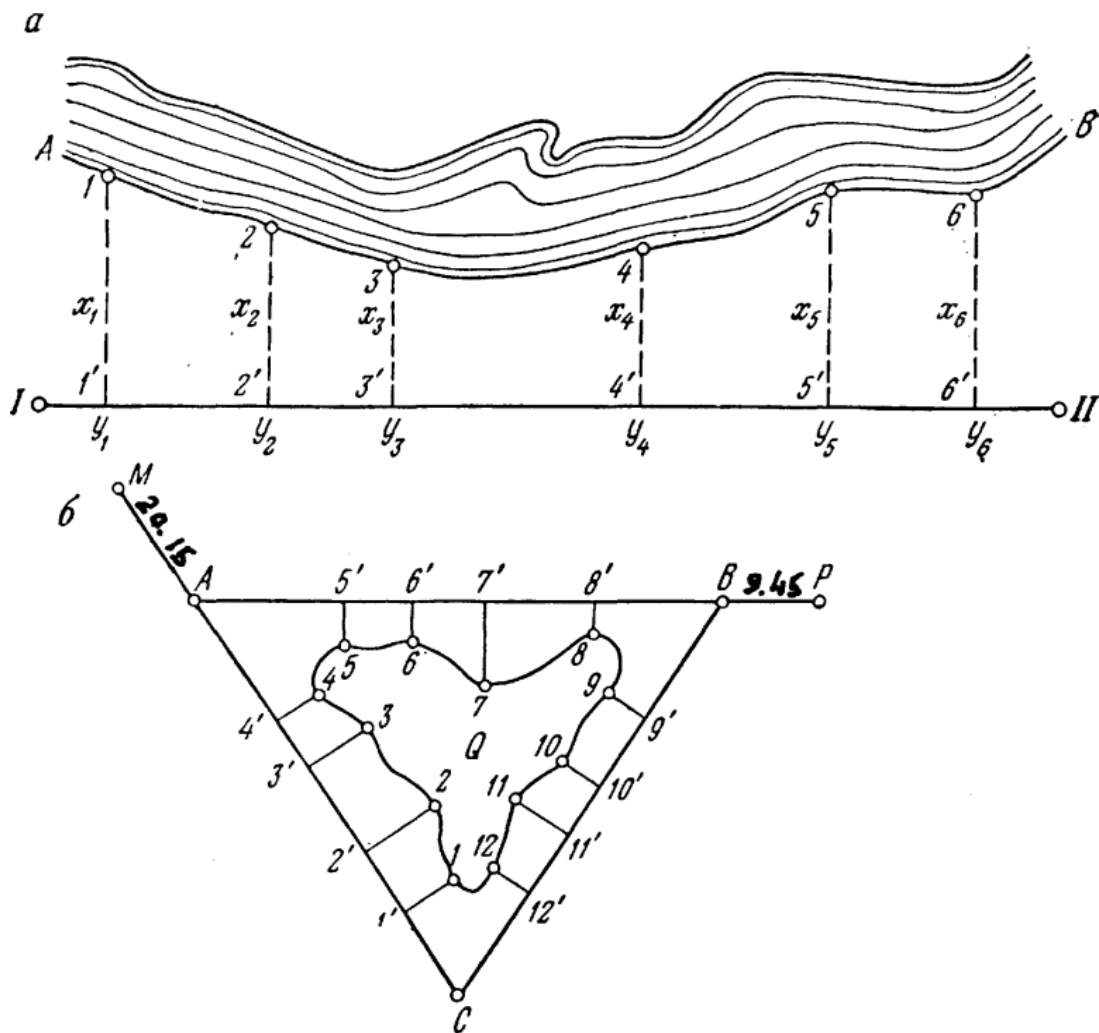


Рис. 8.20.

### 8.11.2. Спосіб створів

Якщо на місцевості закріплені точки М, С, Р нанесені на план за координатами і необхідно виконати знімання контуру 1, 2, ..., 12 (рис. 8.20, б), то в цьому випадку лінію СМ приймають за лінію ординат з початком координат у точці С, вимірюють ординати  $C1'$ ,  $C2'$ ,  $C3'$ ,  $C4'$  точок 1, 2, 3, 4 і їх абсиси  $1'-1$ ;  $2'-2$ ;  $3'-3$ ;  $4'-4$ , і вибирають точку А з таким розрахунком, щоб з неї було видно точку Р і вимірюють віддаль СА. Тепер за вісь ординат беруть лінію АР з початком координат у точці А і вимірюють ординати та абсиси для точок 5, 6, 7, 8 і довжину лінії АВ.

Точку В вибирають так, щоб з неї було видно точку С. Лінію ВС приймають за вісь ординат з початком координат у точці В і вимірюють ординати та абсиси для точок 9, 10, 11 і 12.

### 8.11.3. Полярний спосіб

Якщо необхідно виконати внутріквартальне знімання або знімання якої-небудь поляни, розташованої в лісі (рис. 8.21), то для цього приблизно в центрі поляни вибирають точку М з таким розрахунком, щоб з неї було видно всі вигини контуру.

Установлюють у цій точці віху, а в точці В вимірюють прилеглий кут і довжину лінії ВМ. Після цього встановлюють теодоліт у точці М, суміщають нуль лімба і нуль алідади, наводять трубу теодоліта на точку В так, щоб відлік на лімбі був рівний  $0^{\circ}00'$ . Після цього визначають віддалі до точок 1, 2, 3 і відраховують за лімбом напрями на ці точки. З одержаних даних можна побудувати на плані всі точки вигину контуру. Якщо знімання контуру з однієї точки М виконати неможливо, тоді вибирають точку N і з неї продовжують знімання контуру, але попередньо вимірюють кут  $BMN$  на точці М і довжину лінії  $MN$ .

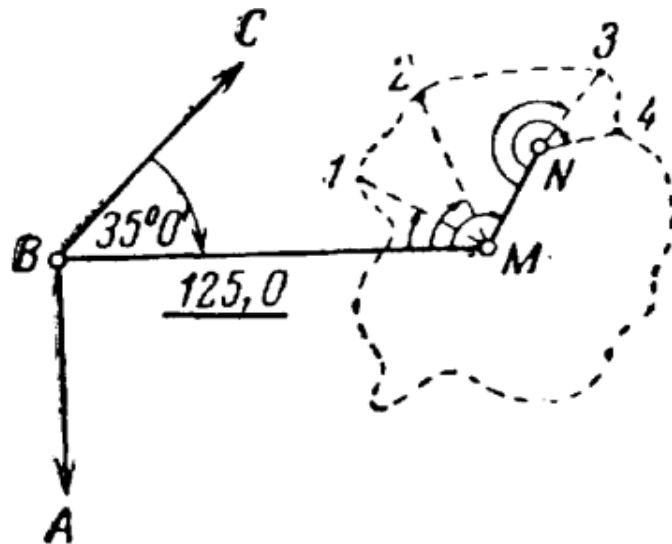


Рис. 8.21.

#### 8.11.4. Спосіб засічок

На відкритій місцевості знімання чітко видимого контуру можна виконувати відносно точок теодолітного ходу кутовими засічками (рис. 8.22). Для цього в точках вигину контуру 1, 2, 3, ..., 6 установлюють віхи, в точці А установлюють теодоліт, і відраховують за лімбом всі видимі з точки А напрями. Потім установлюють теодоліт в точці В і засікають з неї точки 1, 2, 3, які засікались з точки А, а також точки 4, 5. Очевидно, що в перетині однойменних напрямів, побудованих в точках А і В на плані, будуть знаходитись відповідні точки контуру.

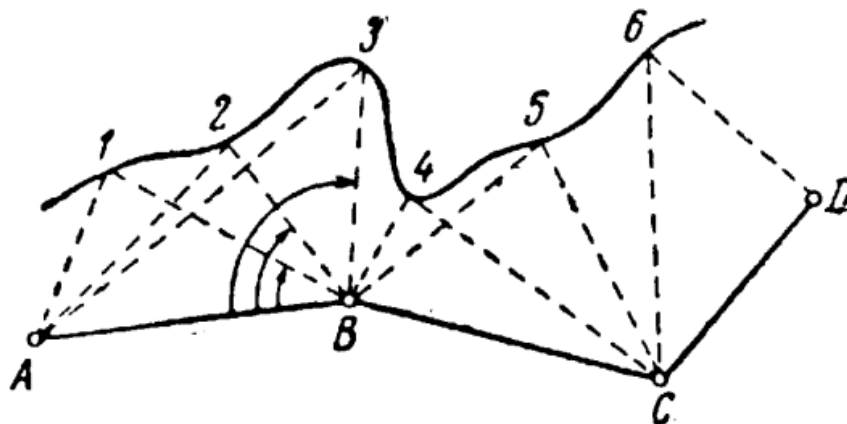


Рис. 8.22

### 8.11.5. Спосіб обходу

Щоб нанести на план контур лісу (рис. 8.23), поблизу нього вибирають точку N і установлюють на ній віху. Потім теодолітом в точці A теодолітного ходу вимірюють кут  $\beta_1$  і довжину лінії AN, після цього переходять в точку N, установлюють віхи в точках R і M і вимірюють кути  $\beta_2$  і  $\beta_3$  в точці N і довжину лінії NR, відносно якої способом перпендикулярів знімають характерні точки контуру, розташовані поблизу лінії NR. Закінчивши знімання відносно лінії NR, переходять з теодолітом в точку R, віху установлюють у точці Q і продовжують знімання. Закінчують знімання ділянки обходом по лінії MN.

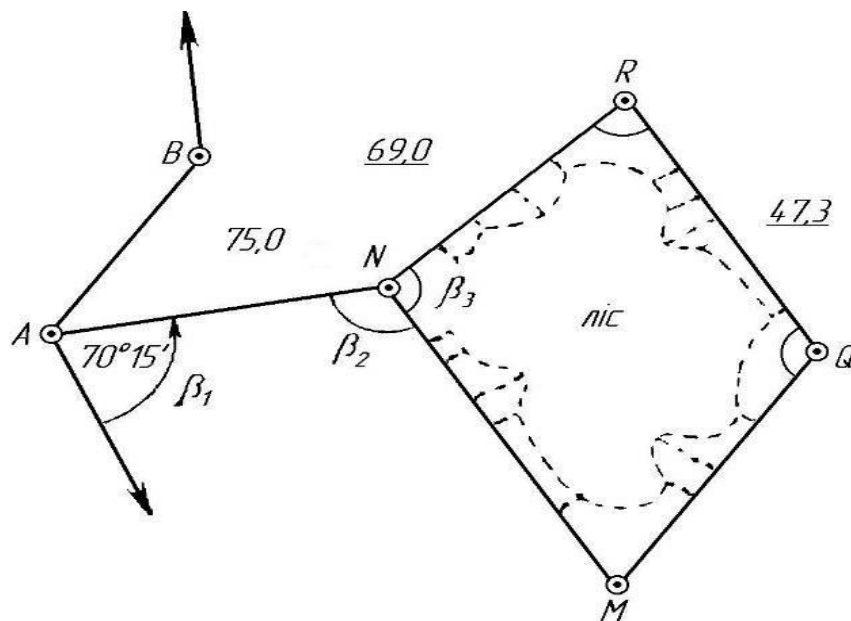


Рис. 8.23.

### 8.11.6. Спосіб лінійних засічок

У цьому випадку положення контурних точок на плані одержують побудовою трикутників, у яких відомі всі три сторони (рис. 8.24). Вздовж лінії теодолітного ходу вимірюють базис 5–а, а від кінців базису вимірюють сторони трикутника 5–в і а–в. Бажано, щоб усі сторони трикутника були приблизно рівними. Цей спосіб вигідно застосовувати в тих випадках, коли віддалі до контурних точок не перевищують довжину мірного приладу.

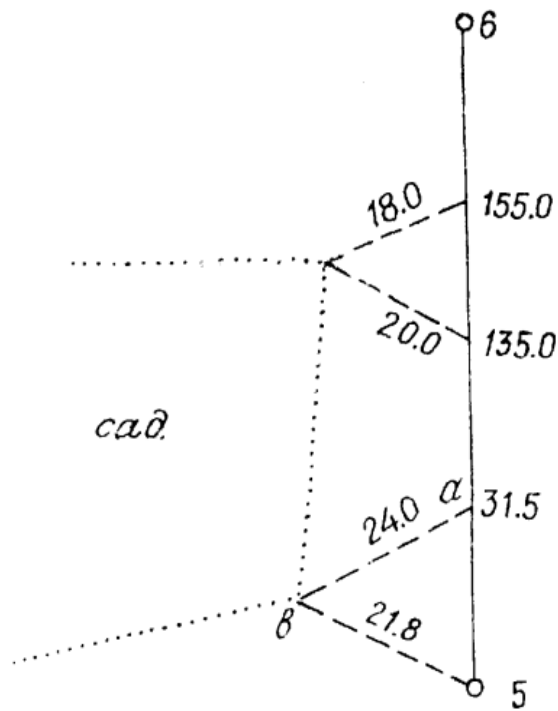


Рис. 8.24.

### Питання для самостійної роботи до теми 8.

1. Загальні відомості про знімальні геодезичні мережі.
2. Якими методами створюють опорні геодезичні мережі?
3. Загальні відомості про теодолітні ходи.
4. Послідовність робіт при прокладанні теодолітних ходів.
5. Визначення неприступних віддалей.
6. Пряма геодезична задача.
7. Обернена геодезична задача.
8. Обчислення кутової нев'язки теодолітного ходу.
9. Обчислення дирекційних кутів і румбів сторін розімкненого теодолітного ходу.
10. Обчислення координат.
11. Нанесення точок теодолітного ходу на план.
12. Послідовність побудови координатної сітки за допомогою лінійки Дробишева.
13. Графічний спосіб.
14. Визначення площі за допомогою палетки.
15. Визначення ціни поділки планіметра.
16. Визначення постійного числа "g" планіметра.
17. Суть теодолітного знімання.
18. Спосіб перпендикулярів (прямокутних координат).
19. Спосіб лінійних засічок.
20. Спосіб створів.
21. Спосіб обходу.
22. Спосіб засічок.



## **ЛЕКЦІЯ 17-20. Тема 9. Тахеометричне знімання**

9.1. Сутність та призначення тахеометричного знімання

9.2. Віддалеміри. Нитковий оптичний віддалемір

9.3. Визначення коефіцієнта віддалеміра

9.4. Оптичні віддалеміри подвійного зображення

9.5. Прокладання тахеометричних ходів

9.6. Тахеометричне знімання

9.7. Опрацювання результатів тахеометричного знімання. Складання плану

*Література: Грабовий В. М. Геодезія. Навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (с. 149-165)*

### **9.1. Сутність та призначення тахеометричного знімання**

Слово тахеометрія в перекладі з грецької мови означає “швидке вимірювання”. Швидкість при цьому зніманні досягається так, що одним наведенням труби інструмента на рейку одержують планове і висотне положення точки, на якій установлена рейка, тобто одержують віддаль, визначену за допомогою віддалеміра, горизонтальний напрямок по лімбу і перевищення, відраховане по рейці або обчислене за кутом нахилу.

Тахеометричне знімання виконується для складання великомасштабних планів місцевості. Знімання ситуації і рельєфу виконується полярним методом одночасно з прокладанням тахеометричних ходів за допомогою теодоліта і віддалемірних рейок, при цьому горизонтальні кути використовують для обчислення прямокутних координат точок ходу, а вертикальні для обчислення висот точок. На відміну від теодолітного знімання, при тахеометричному зніманні отримують дані, необхідні для побудови плану, на якому будуть зображені не тільки контури об'єктів, а також рельєф місцевості. Тахеометричне знімання виконують при інженерних розвідуваннях доріг, ліній електропередач, при складанні планів населених пунктів, і т. д.

План місцевості при тахеометричному зніманні одержують не в полі, а в камеральних умовах, тому польову роботу можна виконати в більш стислі строки.

### **9.2. Віддалеміри. Нитковий оптичний віддалемір**

Віддалі при тахеометричних роботах визначають за допомогою віддалеміра. Віддалеміри мають різну будову. В теодолітах застосовують нитковий віддалемір, який розташовується в зорових трубах. Сітка ниток складається з одної вертикальної і трьох горизонтальних ниток. По двох крайніх горизонтальних нитках визначають віддалі, і їх називають віддалемірними. Якщо необхідно визначити відстань між точками ЕМ за допомогою ниткового віддалеміра, то теодоліт установлюють у точці Е, а в точці М установлюють рейку (рис. 9.1).

На рис. 9.1 зображено розріз труби теодоліта вертикальною площиною вздовж її геометричної осі, а точки а, с, в, будуть слідами від перетину цієї площини з верхньою, середньою і нижньою нитками сітки.

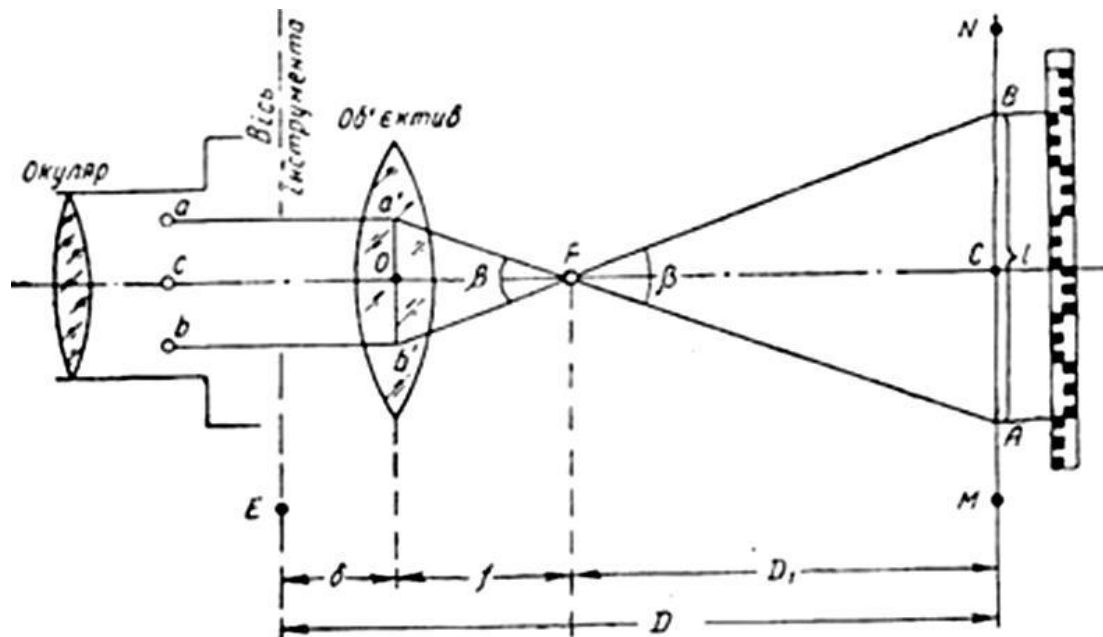


Рис. 9.1

З рисунка видно, що відстань,  $D = D_1 + f + \delta$  (1)

$D_1$ - відстань від рейки до переднього фокуса труби,

$f$  - фокусна відстань об'єктива труби

$\delta$  - відстань від центра об'єктива до осі обертання інструмента.

Величини  $f$  і  $\delta$  - постійні, тому позначено їх суму через  $C$ , тоді вираз (1) можна записати:  $D = D_1 + C$  (2). Згідно з рисунком,  $l$  - відрізок рейки між проєкціями віддалемірних ниток на рейці, тобто  $l = AB$ . З трикутника  $AFC$  визначимо  $FC = AC \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2}$  (3), але  $AC = \frac{AB}{2} = \frac{l}{2}$ , а

$FC = D_1$ , тоді  $D_1 = \frac{l}{2} \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2}$  (4).

Із трикутника  $a'oF$  можна визначити  $\operatorname{ctg} \frac{\beta}{2} = \frac{oF}{a'o}$  (5), але  $oF = f$ , а  $a'o = ac = \frac{P}{2}$

, де  $P$  - відстань між віддалемірними нитками, тоді вираз (5) перепишемо

так  $\operatorname{ctg} \frac{\beta}{2} = \frac{F}{P/2} = \frac{2f}{P}$  (6), і це значення підставимо у вираз (4), одержимо:

$D_1 = \frac{l2f}{2P} = \frac{lf}{P}$  (7), але величина  $\frac{f}{P}$  постійна, позначимо її  $k'$  і вираз (7)

перепишемо  $D_1 = k'l$  (8), а це значення підставимо у вираз (2) отримаємо:

$D = k'l + C$  (9).

Якщо величина однієї поділки на рейці дорівнює " $m$ ", а кількість їх між віддалемірними нитками " $n$ ", тоді  $l = mn$  і вираз (9) можна записати  $D = k'm$  (10), але  $k'm$  величина постійна, позначимо її через " $K$ ", тобто  $K = k'm$  і вираз (10) запишемо:

$$D = Kn + C \quad (11).$$

Коефіцієнт " $K$ " залежить від кута " $\beta$ " і від величини однієї поділки рейки " $m$ ".  $C$  - постійна величина і називається постійною

віддалеміра.

У сучасних теодолітах, завдяки відповідному підбору радіуса кривини лінз зорової труби, віддалі між сіткою ниток і об'єктивом є постійною величиною  $C$  близькою до нуля, тому при визначенні відстаней на практиці користуються формулою:  $D = Kn$  (12).

Коефіцієнт “ $K$ ” у сучасних теодолітах, як правило, дорівнює 100, а рейки виготовляють з сантиметровими поділками, тобто  $m=1$  см, для визначення відстані потрібно по рейці взяти відліки  $n_1=100$  см по нижній віддалемірній нитці і  $n_2=141$  см по верхній віддалемірній нитці (рис. 9.2) і підрахувати кількість поділок “ $n$ ” між віддалемірними нитками. Кількість поділок “ $n$ ” буде дорівнювати різниці відліків  $n_2-n_1=n$ .  $n = 141-100=41$  см і за формулою (12) обчислити віддалемірну віддаль  $D=100 \cdot 41 = 4100$  см = 41 м. Горизонтальну проєкцію обчислюють за формулою  $d = D - \Delta Dv$ ,  $\Delta Dv = D \sin^2 v$ .

У зв'язку з тим, що кут “ $\beta$ ” у нитковому віддалемірі величина постійна, такий віддалемір називають віддалеміром з постійним кутом.

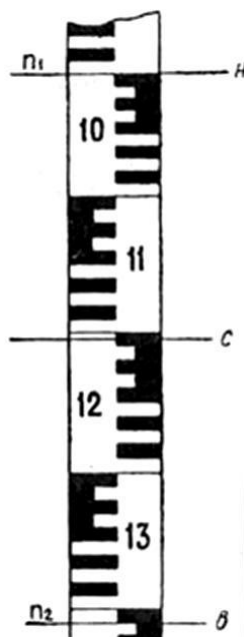


Рис. 9.2.

### 9.3. Визначення коефіцієнта віддалеміра

Для визначення коефіцієнта “ $K$ ” віддалеміра вибирають на місцевості рівний горизонтальний майданчик і на ньому відмічають лінію АВ (рис. 9.3).



Рис.9.3.

На цій лінії забивають кілки в точках  $B_1, B_2, B_3, B_4$ . Відстані  $AB_1=D_1, AB_2=D_2, AB_3=D_3, AB_4=D_4$  старанно декілька разів вимірюють мірною стрічкою з точністю не нижче 1:2000. Після цього в точках  $B_1, B_2,$

$V_3$  і  $V_4$  установлюють рейку, а в точці  $A$  теодоліт і довжину відрізків  $AB_1=D_1$ ,  $AB_2=D_2$ ,  $AB_3=D_3$ ,  $AB_4=D_4$  визначають за допомогою віддалеміра, тобто  $D'_1=Kn_1$ ,  $D'_2=Kn_2$ ,  $D'_3=Kn_3$ ,  $D'_4=Kn_4$ , де  $n_1, n_2, n_3, n_4$  - кількість поділок рейки, які видно між віддалемірними нитками при установленні рейки відповідно в точках  $V_1, V_2, V_3$  і  $V_4$ .

Коефіцієнт “ $K$ ” визначають із відношення відрізків  $AB_1, AB_2, AB_3$  і  $AB_4$  виміряних мірною, до тих же відрізків виміряних віддалеміром, тобто  $K_1 = \frac{D_1}{Kn_1} = \frac{D_1}{D'_1}$ ;  $K_2 = \frac{D_2}{Kn_2} = \frac{D_2}{D'_2}$ ;  $K_3 = \frac{D_3}{Kn_3} = \frac{D_3}{D'_3}$ ;  $K_4 = \frac{D_4}{Kn_4} = \frac{D_4}{D'_4}$ .

За остаточне значення коефіцієнта беруть середнє із всіх значень  $K$ .

#### **9.4. Оптичні віддалеміри подвійного зображення**

Нитковий віддалемір порівняно простий за конструкцією, зручний в роботі, але значно поступається за точністю вимірювання відстаней мірною стрічкою. Для підвищення точності вимірювання ліній застосовують оптичні віддалеміри подвійного зображення різних конструкцій. Оптичні віддалеміри подвійного зображення-це насадки, які закріплюють на об'єктиви зорових труб геодезичних інструментів або виготовляються як окремий самостійний прилад.

За принципом вимірювання ліній оптичні віддалеміри подвійного зображення бувають: з постійним базисом і змінним паралактичним кутом, і з постійним паралактичним кутом і змінним базисом.

##### ***Оптичний топографічний віддалемір***

Оптичний топографічний віддалемір ОТД подвійного зображення з постійним базисом і змінним паралактичним кутом призначається для вимірювання відстаней від 40 до 400 м з відносною помилкою 1:5000. Прилад складається з зорової труби, обладнаної оптичним візиром, комбінованим компенсатором і відліковим мікроскопом вертикального круга (Рис. 9.4,а), навідного гвинта азимутального повороту (5) і закріпного гвинта (6). Зорова труба має навідний (7) і розташований на одній осі з ним закріпний гвинт (8). Труба фокусується за допомогою кремальєрного гвинта (1). Оптичний компенсатор має два навідні гвинти: установочної частини (3) і вимірювальної частини (4), якими оправи з півлінзами пересовуються перед об'єктивом зорової труби по паралельних напрямках та важіль перекидного клина (3), за допомогою якого він пересувається у вертикальному напрямі, перекиваючи верхні і нижні призми. Довжина віддалемірної рейки 2 м (Рис. 9.4,б), яка має п'ять баз (інтервалів), два круглі рівні, оптичний візир і термометр. Базисна рейка двостороння: на одній стороні віддалі між марками дорівнюють 0.400 м, а на другій - 0.404 м. Різні поєднання марок утворює базиси довжиною: 0.4; 0.8; 1.2; 1.6 і 2.0м. Під час роботи рейку можна установлювати в горизонтальне або вертикальне положення.

Згідно з (Рис. 9.4,б) маємо:

$$D' = \frac{l}{2} \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2} = \frac{l}{2 \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}} \quad (1)$$

$l$  - довжина базису  $ab$ ;  $\beta$  - паралактичний кут. Внаслідок того, що кут дуже малий, можна тангенс кута " $\beta$ " замінити його радіанною мірою з достатньою точністю, тобто  $\operatorname{tg} \frac{\beta}{2} = \frac{\beta''}{2}$ ;  $\rho'' = \frac{\beta''}{2\rho''}$ ;  $\rho'' = 206265$  і вираз (1) запишемо  $D' = \frac{l\rho''}{\beta''}$  (2).

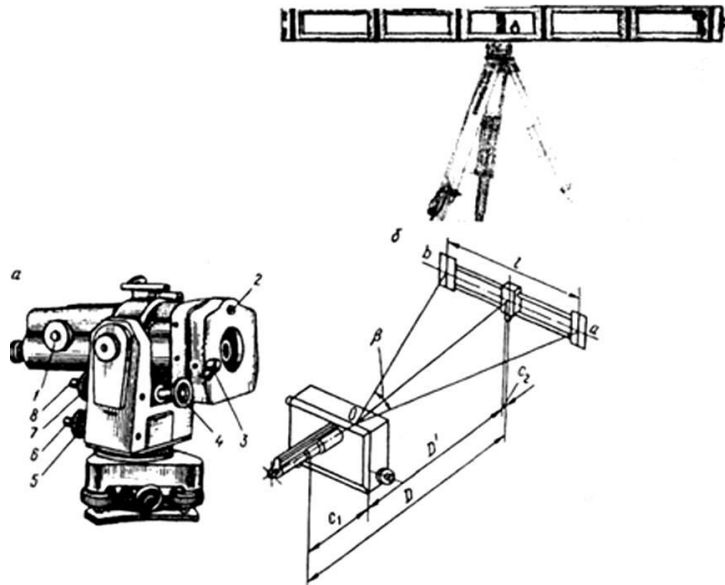


Рис. 9.4

Оскільки  $C_1$  і  $C_2$  величини постійні, то їх суму  $C_1 + C_2$  позначають через  $C$  і, згідно з (Рис. 9.4,б), напишемо:  $D = D' + C = \frac{l\rho''}{\beta''} + C$  (3).

Відраховані по віддалемірній шкалі кути  $\beta$  будуть виражені в поділках шкали, а щоб виразити їх в секундах, необхідно відраховані кути  $\beta$  помножити на ціну поділки шкали, тобто  $\beta'' = K_1'' \beta$ , де  $K_1''$  - ціна поділки відлікової шкали віддалеміра. Тоді формулу (3) можна написати:

$$D = \frac{l\rho''}{K_1'' \beta} + C \quad (4).$$

Величина  $\frac{l\rho''}{K_1''}$  - для цього комплексу насадки і рейки є величиною постійною. Позначимо її  $K = \frac{l\rho''}{K_1''}$  і будемо називати її коефіцієнтом віддалеміра. Тоді формулу (4) можна написати  $D = \frac{K}{\beta} + C$  (5).

Коефіцієнт  $K$  визначають на спеціально виміряному базисі. Кінцева формула для обчислення горизонтальної проєкції буде:

$$d = \frac{K}{\beta} = c + \Delta D_1 + \Delta D_0 \quad \text{де}$$

$\Delta D_1$  - поправка за температуру

$\Delta D_v$  - поправка за кут нахилу.

### Віддалемірна насадка ДНР-5

Основна властивість віддалеміра - наявність редукувального пристрою, який автоматично перетворює виміряні нахилені віддалі в горизонтальні проєкції.

Редукувальним пристроєм є клин, що вільно висить і при нахилі зорової труби залишається у прямовисному положенні; змінює покази віддалемірної рейки, автоматично вводячи поправку за нахил вимірюваної лінії.

Оптичний компенсатор, який складається з двох оптичних клинів, і телескопічна лінза утворюють у полі зору теодоліта два зображення віддалемірної рейки різного збільшення, зміщеного відносно один одного на величину (рис. 9.6). Значення "l" залежить від паралактичного кута "β", створеного насадкою, і від вимірюваної віддалі "d". Кут β є постійним, а базис "l" змінний. Віддалемірна рейка установлюється вертикально і є вимірною базою. Насадкою ДНР-5 можна вимірювати горизонтальні проєкції від 20 до 120 м з відносною помилкою 1:2000.

Насадка ДНР-5 (рис. 9.5, а) складається з насадки (2), протизаги (4), закріпні гвинти насадки (3) і протизаги (1). В комплект насадки ДНР-5 входять: дві вертикальні рейки (рис. 9.5, б) і дві підставки. Рейки двосторонні, край основної рейки пофарбований білим кольором.

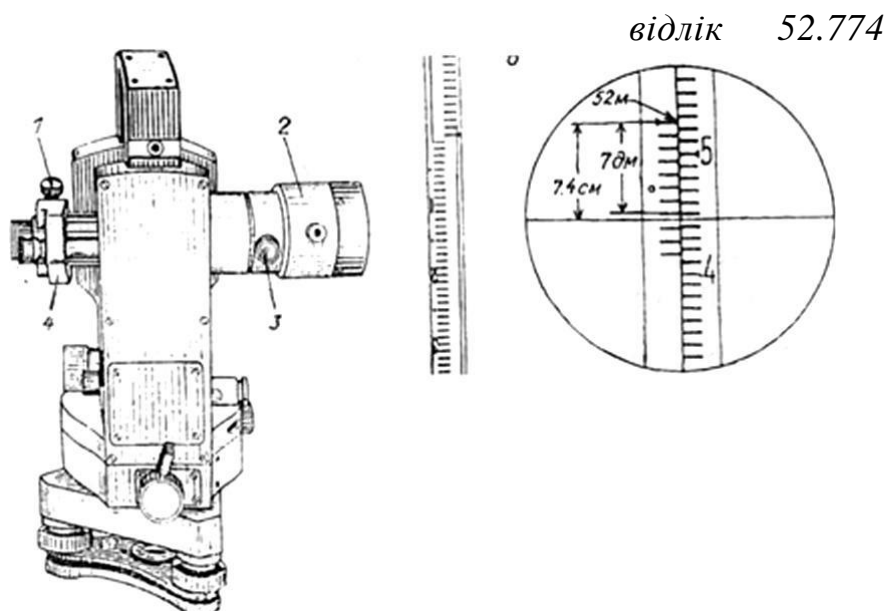


Рис. 9.5 Насадка ДНР-5

Згідно з рисунком 9.6,  $d=d_1+C_1+C_2+C_3$  (1). З трикутника АОВ  $d_1 = \frac{l}{2} \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2}$  (2). Значення  $\frac{l}{2} \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2}$  для цього віддалеміра - величина

постійна і називається коефіцієнтом віддалеміра “К”; формулу (2) можна записати  $d_1 = Kl$  (3),  $l$  - значення відраховане по рейці.

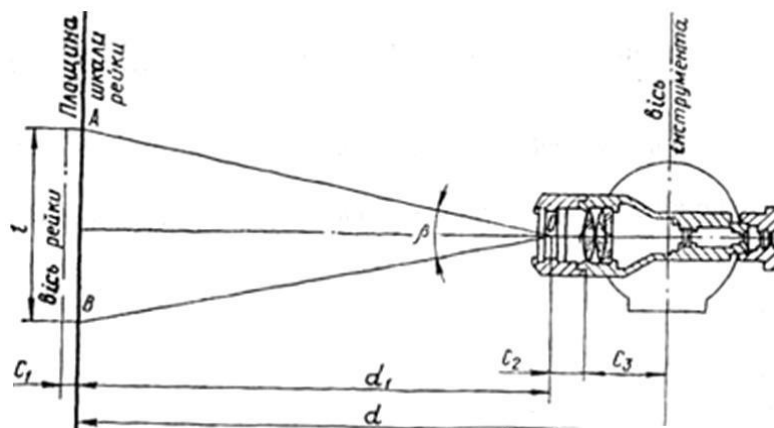


Рис. 9.6

Позначимо  $C_1 + C_2 + C_3 = C$  (4) і у формулу (1) з урахуванням формул (3) і (4) запишемо:  $d = Kl + C$ .

Для теодолітів, серії 2Т, постійна величина  $C=0$ .

### 9.5. Прокладання тахеометричних ходів

Для виконання тахеометричного знімання прокладають тахеометричні ходи, які спираються на пункти геодезичної основи, координати і висоти яких одержані із більш точних вимірювань. Тахеометричні ходи можуть бути розімкнутими і зімкнутими. Закріплення точок повороту тахеометричного ходу виконується так, як і в теодолітних ходах. При проектуванні, рекогностуванні і закріпленні точок ходу, залежності від масштабу знімання, керуються вимогами інструкції, які пред'являються до довжин ходів і ліній (табл. 9.1).

Таблиця 9.1

Тахеометричний хід

Масштаб знімання	Максимальна довжина ходу, м	Максимальна довжина лінії, м	Максимальна кількість ліній в ході
1:5000	1200	300	6
1:2000	600	200	5
1:1000	300	150	3
1:500	200	100	2

*Вимірювання горизонтальних і вертикальних кутів на точках ходу і довжин ліній*

Установлюють інструмент над точкою (центрують і нівелюють), вимірюють рейкою висоту інструмента “і” з точністю до 1 см і записують у журнал (табл. 9.1).

Відмічають висоту інструмента на рейках (перев'язують шнурком). Рейки установлюють на точках ходу і повертають їх ребром у сторону спостерігача (рис. 9.7).

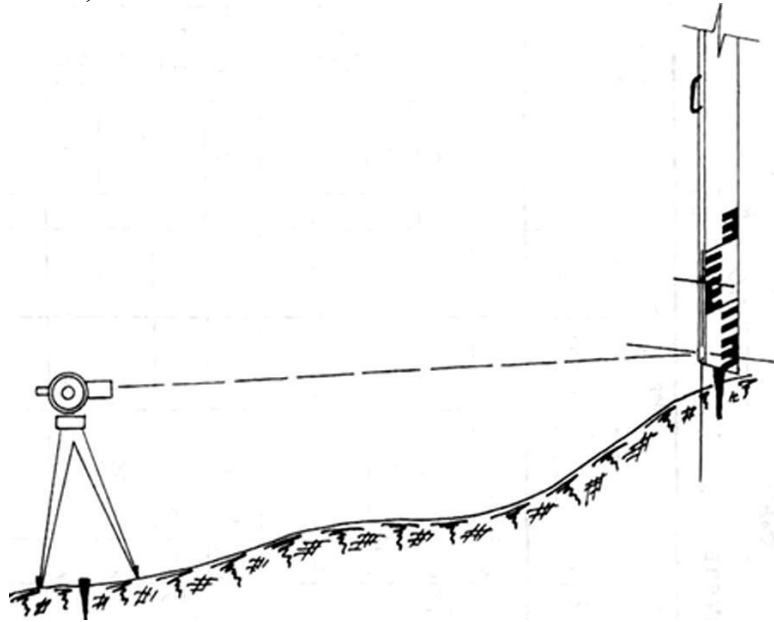


Рис. 9.7

Наводять трубу теодоліта на низ рейки, установленної на задній або передній точках (залежно від того, який кут вимірюють - лівий чи правий за ходом), беруть відлік по горизонтальному кругу і записують його в журнал. Наводять середню нитку сітки зорової труби наверх рейки "l" або висоту інструмента "i", відмічену на рейці шнурком. Записують в журнал висоту наведення, беруть відлік по вертикальному кругу і записують в журнал.

**Журнал тахеометричного ходу**

Дата 15.IV.95      Погода жмарно      Теодоліт Т30 № 705

Спостерігав Данилович Б. Б.      Записував Батрак Ю. Г.       $MO = \frac{R+L}{2}$        $d' = b \cdot K$        $d = d' \cos^2 \alpha - d'' - d' \sin^2 \alpha$

$L - MO = MO - R$        $h = dtg \alpha + (l - l' + f) = h' + \Delta$

№ ст. /	№ ст. /	Горизонтальний круг				№ ст. /	Вертикальний круг				Відліки по рейці зорової труби середн. (b)	$d' = d' \cos^2 \alpha$	$h' = \Delta$	$h_{сп}$	$H_{сп}$	
		R	відліки	кут	L		R	відліки	I II	MO						
		L	о о о	о о о	о о о		L	I верн.	II верн.	2						± о о о
1	КП	68 15				КЛ	0 48			0 00	149.0	+	2.07	-	2.05	201.09
		347 42	80 33			КП	179 12			+ 0 48	149.2	-	0.00	+	2.07	- 2.06
	КЛ	156 49	80 33 30	1.47		КЛ	1 17			0 00	149.1	+	2.07	-	2.06	199.03
		76 15	80 34			КП	178 43			+ 1 17	147.5	+	3.29	+	3.29	199.03
2	КЛ	243 17				КЛ	359 17			0 00	147.2	-	1.74			
		105 05	138 12	2		КП	180 43			- 0 43	147.4	-	1.51	-	3.25	
	КП	269 40	138 11 30	3.00		КЛ	1 38			0 00	147.2	-	3.25			
		131 29	138 11			КП	178 22			+ 1 38	105.0	+	2.99	+	1.48	202.30
3	КП	105 0				КЛ	178 22			0 00	105.0	+	1.48			
		105 0				КП	178 22			+ 1 38	105.0	-	1.51			

Після цього відкріплюють алідаду і наводять трубу теодоліта на



задню або передню рейку та виконують вищеописані дії. Описані дії складають один півприйм. При переході до вимірювань у другому півприйомі лімб горизонтального круга переставляють на декілька градусів і виконують другий півприйм.

Після вимірювання горизонтальних і вертикальних кутів за допомогою ниткового віддалеміра вимірюють віддалі до точок ходу по чорній та червоній сторонах рейок. Віддалі і кути нахилу вимірюють у прямому і зворотному напрямках. Допускають розходження довжин ліній 1:200 довжини вимірюваної лінії. Правильність вимірювання горизонтальних кутів контролюють розбіжністю в півприйомах, яке не повинно перевищувати подвійної точності відліку теодоліта. На кожній точці ходу обчислюють МО і вертикальні кути. Правильність вимірювання вертикальних кутів контролюють постійністю МО і розбіжністю прямого і оберненого перевищень. Перевищення визначають за формулою: 
$$h = \frac{1}{2} D \sin 2v + i - l.$$

Розбіжність прямого і оберненого перевищень не повинна перевищувати 10 см для віддалей до 250 м і 4 см на кожні 100 м для віддалей більших за 250 м.

## 9.6. Тахеометричне знімання

Тахеометричне знімання місцевості, як правило, виконують одночасно з прокладанням тахеометричного ходу. Знімання предметів, контурів і рельєфу місцевості виконується полярним методом, а інколи способом кутових засічок за маршрутом. Знімання виконують в обидві сторони ходу у ширині смуги, відповідно до табл. 9.2. При зніманні предметів, контурів та рельєфу горизонтальні і вертикальні кути вимірюють при одному положенні вертикального круга.

Знімання місцевості починають від напрямів на задню або передню точку ходу. Суміщають нуль лімба і нуль алідади горизонтального круга та наводять трубу на задню або передню точку ходу. Цей напрям приймають за початковий, закріплюють лімб, відкріплюють алідаду. Для виконання знімання на характерні точки рельєфу і на контури або предмети місцевості встановлюють рейки. Ці точки називають пікетами, вони на місцевості не закріплюються. На пікети вимірюють горизонтальний кут від початкового напрямку, вертикальний кут на висоту рейки або на висоту інструмента і віддалі за віддалеміром. Усі відліки і дані записують у журнал тахеометричного знімання (табл. 9.3). Пікети нумеруються. Кількість пікетів залежить від перерізу рельєфу, характеру рельєфу, кількості предметів, контурів і регламентується інструкцією (табл. 9.2).

Одночасно зі зніманням у журналі складають абрис - схематичний рисунок. Абрис складають від руки в довільному масштабі. На ньому показують попередню і наступну лінії, станцію, розташування всіх пікетів, контури, предмети, які знімаються, та рельєф місцевості.

Предмети та контури зображують умовними знаками і підписами - луки, рілля, городи і т. д.

Таблиця 9.2

Параметри тахеометричного ходу

Масштаб знімання	Переріз рельєфу, м	Максимальна віддаль між пікетами, м	Максимальна віддаль від приладу до рейки при зніманні рельєфу, м	Максимальна віддаль від приладу до рейки при зніманні контурів, м
1:5000	0.5	60	250	150
	1.0	80	300	150
	2.0	100	350	150
	5.0	120	350	150
1:2000	0.5	40	200	100
	1.0	40	250	100
	2.0	50	250	100
1:1000	0.5	20	150	80
	1.0	30	200	80
1:500	0.5	15	100	60
	1.0	15	150	60

Таблиця 9.3

Журнал тахеометричного ходу

Місце знімання *майданчик уступа горизонту 114 м*

Дата *13.08.2015*

Інструмент *теодоліт 2Т30К №0345*

Спостерегач *Петренко*

Точки візування	Відлік за далекоміром	Відлік за горизонтальним кругом $\alpha$	Відлік за вертикальним кругом $\delta'$	Кут нахилу $\delta$	Горизонтальне прокладання $d$	Перевіщення $h = d \operatorname{tg} \delta + i - V$	Висоти точок, що визначаються $H$ , м	Примітки та ескізи
							198,24	Станція n. VI $MO = 90^{\circ}00'$ $k = 100$ $V$ (висота візування) = 1,52 $i$ (висота інструмента) = 1,52
X		$0^{\circ}00'$						
1	46,8	201 35	$90^{\circ} 31'$	$- 0^{\circ} 31'$	46,8	$- 0,41$	197,83	
2	44,0	202 26	$90 16$	$- 0 16$	44,0	$- 0,20$	198,04	
3	34,5	206 22	$90 43$	$- 0 43$	34,5	$- 0,42$	197,82	
4	32,5	204 29	$91 02$	$- 1 02$	32,5	$- 0,58$	197,66	
5	31,3	204 25	$91 04$	$- 1 04$	31,3	$- 0,59$	197,65	
6	28,2	201 39	$91 12$	$- 1 12$	28,2	$- 0,59$	197,65	
7	23,7	200 25	$91 05$	$- 91 05$	23,7	$- 0,45$	197,79	
8	17,3	200 33	$90 17$	$- 0 17$	17,3	$- 0,08$	198,16	
9	11,8	186 12	$90 32$	$- 0 32$	11,8	$- 0,11$	198,13	
10	5,8	87 47	$89 19$	$+ 0 41$	5,8	$+ 0,07$	198,31	
11	15,5	307 32	$65 45$	$+ 24 15$	13,0	$+ 5,81$	204,05	
12	9,2	272 22	$75 30$	$+ 14 30$	8,6	$+ 2,23$	200,47	
13	22,7	244 29	$72 30$	$+ 17 30$	20,7	$+ 6,51$	204,75	
14	28,6	224 51	$86 05$	$+ 3 55$	22,7	$+ 2,55$	200,79	
15	39,2	216 08	$87 19$	$+ 2 41$	39,1	$+ 1,83$	200,07	
X		$0^{\circ}01'$						

Рельєф на абрисі зображують горизонталями і стрілками з напрямом схилів, а тальвеги - пунктиром. Крім цього, на абрисі підписують усі назви і характеристики. В кінці роботи на станції трубу наводять на початковий напрямок і перевіряють, чи під час роботи не порушено положення лімба, тобто виконують замикання горизонту. Допускається розходження  $\pm 1.5'$ .

Крім звичайних теодолітів, тахеометричне знімання виконують за допомогою електронних тахеометрів різних конструкцій.

*Електронний тахеометр ТаЗ* (рис. 9.8) є багатофункціональним геодезичним приладом. Він складається з електронного теодоліта і світловіддалеміра. За допомогою вмонтованої мікроЕОМ забезпечується розв'язування різних геодезичних задач. За допомогою тахеометра **ТаЗ** можна визначити: зенітні віддалі, горизонтальні або дирекційні кути, горизонтальні проєкції ліній, перевищення або висоти точок візування, прирости або координати точок спостереження. Результати вимірювання можуть бути виведені на нагромаджувач інформації або цифрове табло. Перераховані задачі розв'язуються за відповідними програмами.

*Електронний тахеометр TOPCON ES 102* (Рис.9.9)

Тахеометр включає в себе:

- ✓ Електронний теодоліт (кутомір);
- ✓ Електронний світловіддалемір;
- ✓ обчислювальний пристрій з пам'яттю для вимірювання похилих відстаней до заданих точок, горизонтальних і вертикальних кутів та перетворення результатів із сферичної до декартової системи координат.

У лазерних світловіддалемірах відстані вимірюються:

зарізницею фаз випущеного і відбитого променя (фазовий лазерний світловіддалемір), за часом проходження променя лазера до відбивача і назад (імпульсний лазерний світловіддалемір).

Точність вимірювання залежить від технічних можливостей моделі тахеометра та від зовнішніх параметрів: температури, тиску, вологості тощо.

Діапазон вимірювання відстаней залежить від режиму роботи тахеометра: **відбивний** та **безвідбивний**. Дальність вимірювань при безвідбивному режимі прямо залежить від відбивних властивостей поверхні, на яку проводиться вимірювання. Для світлої гладкої поверхні (штукатурка, кахельна плитка тощо) вона в кілька разів перевищує максимально можливу відстань, виміряну на темній поверхні. Максимальна дальність лінійних вимірювань для режиму з відбивачем (призмою) – до п'яти кілометрів (при декількох призмах – ще далі); для безвідбивного режиму – до одного кілометра. Моделі тахеометрів, які мають безвідбивний режим, можуть вимірювати відстані практично до будь-якої поверхні, однак слід з обережністю ставитися до результатів вимірювань, проведених крізь гілки, листя і подібні перешкоди, оскільки невідомо, від чого саме відіб'ється промінь, і, відповідно, відстань до чого він виміряв.

## Електронний тахеометр Та 3 (Агат)

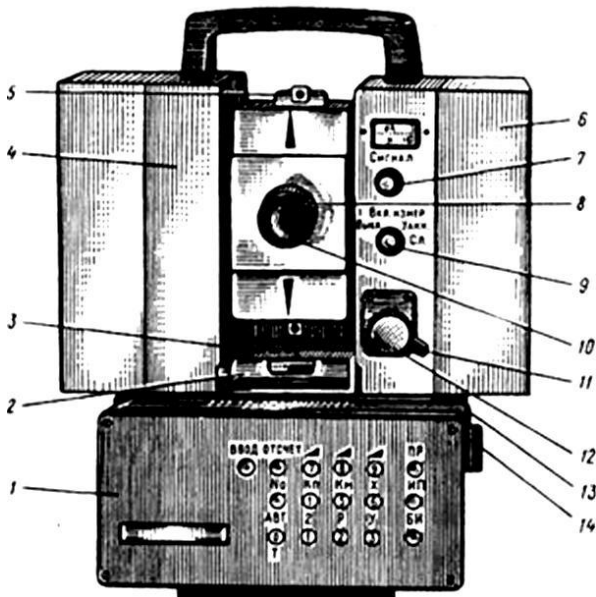


Рис. 9.8

- 1- панель управління,
- 2 -циліндричний рівень,
- 3 -круглий рівень,
- 4- колонка,
- 5- візир,
- 6- кришка,
- 7- регулятор рівня сигналу,
- 8-маховичок,
- 9-перемикач,
- 10-діоптрійне кільце,
- 11,13 - важелі затискних гвинтів,
- 12,14 - навідні гвинти

## Електронний тахеометр TOPCON ES 102

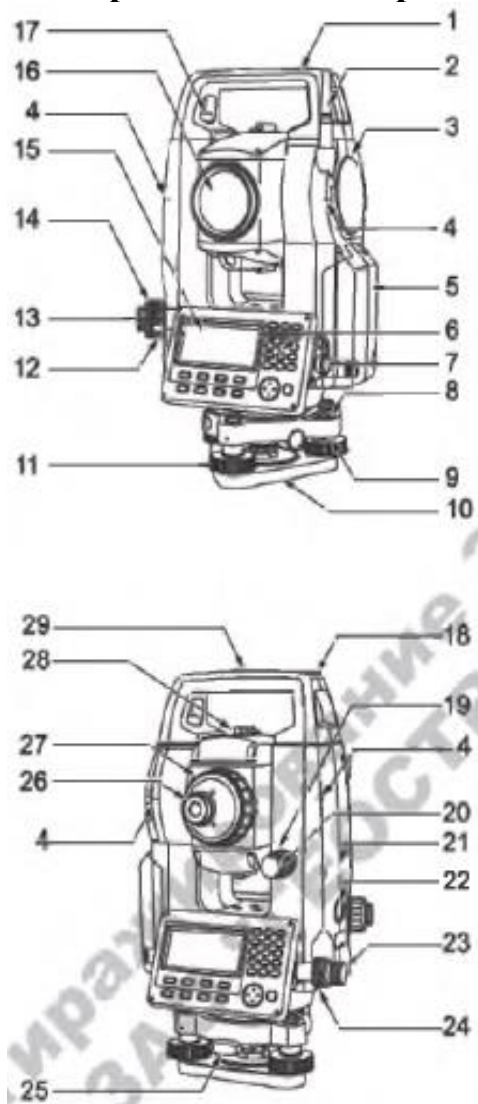


Рис. 9.9

- 1-Ручка, 2-Антенна модуля Bluetooth
- 3-Кришка відсіку зовнішнього інтерфейсу (USB порт)
- 4-Мітка висоти інструменту
- 5-Кришка акумуляторного відсіку
- 6-Робоча панель, 7-Порт для передачі даних та порт для підключення зовнішніх джерел, 8-Круглий рівень
- 9-Юстувальні гвинти круглого рівня
- 10-Підставка трегера
- 11-Підіймальний гвинт
- 12-Кільце, що фокусує оптичний висок
- 13-Окуляр оптичного виска
- 14-Кришка сітки ниток оптичного виска
- 15- Дисплей, 16- Об'єктив (з функцією лазерного цілевказівника), 17-Гвинт фіксації ручки, 18-Паз для установки бусолі, 19-Вертикальний закріплювальний гвинт, 20-Вертикальний гвинт точного наведення
- 21-Динамік, 22-Кнопка "Пуск"
- 23-Горизонтальний гвинт точного наведення, 24-Горизонтальний закріплювальний гвинт
- 25-Фіксатор трегера, 26-Гвинт окуляра зорової труби, 27-Кільце зорової труби, що фокусує, 28-Візир, 29- Мітка центру інструмента

Існують моделі тахеометрів з світловіддалеміром, поєднаних системою фокусування зорової труби. Переваги таких приладів у тому, що вимірювання відстаней виконується саме на той об'єкт, на який у цей час виставлена зорова труба приладу.

Точність кутових вимірів сучасним тахеометром досягає половини кутової секунди ( $0^{\circ}00'00,5''$ ), відстаней — до 0.5 (1) мм + 1 мм на км. Точність лінійних вимірювань у безвідбивному режимі — до 1 мм + 1 мм на км.

Більшість сучасних тахеометрів обладнані обчислювальним і запам'ятовувачими пристроями, що дозволяють зберігати виміряні або проектні дані, обчислювати координати точок, недоступних для прямих вимірювань, за непрямыми спостереженнями і т. д.

Сучасні тахеометри значно розрізняються за своїми технічними характеристиками і конструктивними особливостями залежно від орієнтування на конкретного користувача або сфери застосування.

### **9.7. Опрацювання результатів тахеометричного знімання**

Камеральне опрацювання результатів тахеометричного знімання починається з перевірки журналів тахеометричних ходів. У журналах перевіряють: правильність обчислення горизонтальних та вертикальних кутів, горизонтальних проєкцій, перевищень.

#### ***Обчислення координат точок ходу***

Прямокутні координати точок тахеометричного ходу обчислюють за схемою, прийнятою для теодолітного ходу. При вимірюванні сторін ходу нитковим віддалеміром, допустиму величину лінійної нев'язки обчислюють за формулою:

$$f_{\text{доп.}} \leq \frac{S}{400\sqrt{n}} (\text{м}), \text{ де}$$

S - довжина ходу в м, n - кількість ліній у ході.

#### ***Обчислення висот точок ходу***

Зрівнювання перевищень і обчислення висот точок ходу виконують так, як у нівелірному ході (див. таблиця 5), а допустиму нев'язку в перевищеннях обчислюють за формулою:

$$f_{\text{доп.}} = \pm 0,04 \frac{S}{\sqrt{n}} (\text{см}), \text{ де}$$

S - довжина ходу в м, n - кількість ліній у ході.

#### ***Опрацювання журналу тахеометричного знімання***

У журналі тахеометричного знімання (табл.9.3) обчислюють кути нахилу, вводять поправки у виміряні віддалі за "К" віддалеміра і за кут нахилу, обчислюють перевищення та висоти всіх пікетів за формулою:  $H_{\text{ПК}} = H_{\text{ст}} + h$ .

#### ***Складання плану тахеометричного знімання***

План складають у такій послідовності:

1. Розмічують сітку прямокутних координат.
2. Наносять на план точки тахеометричного ходу.
3. За допомогою вимірника і поперечного масштабу, транспортира

або тахеографа (рис. 9.10), наносять на план усі пікети і підписують їх висоти.

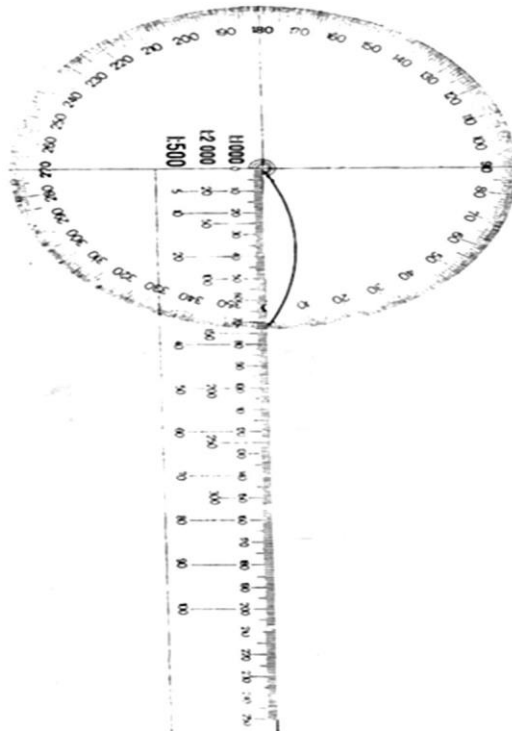


Рис. 9.10

4. Згідно з абрисом рисують рельєф, контури, об'єкти.

Складений план перевіряють у полі, порівнянням з місцевістю контурів, рельєфу і об'єктів, а після перевірки план викреслюють тушшю в три кольори - елементи рельєфу коричневим, об'єкти місцевості і контури чорним, а елементи гідрографії - зеленим.

#### **Питання для самоконтролю до теми 9.**

1. Сутність та призначення тахеометричного знімання.
2. Віддалеміри. Нитковий оптичний віддалемір.
3. Як визначається коефіцієнт віддалеміра?
4. Оптичні віддалеміри подвійного зображення.
5. Вимоги до прокладання тахеометричних ходів.
6. Тахеометричне знімання.
7. Тахеометри.
8. Опрацювання результатів тахеометричного знімання.
9. Складання плану.

## **ЛЕКЦІЯ 19-21. Тема 10. Польова підготовка аерознімків**

1. Загальні відомості про аерофототопографічний метод створення топографічних карт.
2. Призначення польової підготовки аерознімків.
3. Вимоги до густоти розташування опознаків.
4. Складання проєкту польової підготовки аерознімків.
5. Розпізнавання контурних точок місцевості, оформлення їх на аерознімках та закріплення на місцевості.
6. Визначення координат опознаків кутовими засічками.
7. Визначення координат опознаків полярним і паралактичним способами.
8. Визначення координат опознаків способами знесення координат та лінійною засічкою.
9. Визначення координат опознаків способами тріангуляційних побудов.
10. Визначення координат опознаків прокладанням теодолітних ходів.
11. Вимірювання кутів під час планово-висотної прив'язки опознаків. Точність визначення координат.
12. Висотна підготовка аерознімків.
13. Методи визначення висот опознаків.
14. Тригонометричне нівелювання за сторонами кутових засічок і тріангуляційних побудов.
15. Визначення схилення магнітної стрілки при польовій підготовці аерознімків.

*Література: Грабовий В. М. Геодезія. Навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (с. 130-144)*

### **10.1. Загальні відомості про аерофототопографічний метод створення топографічних карт**

Процес фотографування земної поверхні з літака називають аерофотозніманням.

Одержані аерознімки місцевості використовують для складання карт і планів.

Якщо аерознімок привести до необхідного масштабу і орієнтувати за сторонами світу, то всі контури місцевості можна одержувати на плані без польових вимірювань, а маючи ряд аерознімків, можна одержати план місцевості.

Такий спосіб складання плану або карти *називається фототопографічним*. *Фотосхемою називається* фотографічне зображення місцевості, складене з центральних частин сусідніх аерознімків не приведених до єдиного масштабу.

*Фотопланом називається* фотографічне зображення місцевості, складене з центральних частин сусідніх аерознімків, виправлених від перспективних спотворень і приведених до масштабу створюваної карти або плану.

Для складання карт і планів за допомогою аерознімків застосовують комбінований або стереотопографічний метод знімання. При

комбіновану зніманні для нанесення на карту контурів місцевості використовують фотозображення, одержане при фотографуванні місцевості з літака, а рельєф місцевості знімається безпосередньо в полі прийомами мензульної знімання.

При стереотопографічному методі знімання аерознімки використовують не тільки для нанесення на карту контурів місцевості, як при комбінованому зніманні, але і для рисування рельєфу, при цьому рельєф на аерознімках рисують у камеральних умовах на стереотопографічних приладах. Стереотопографічний метод є основним методом складання карт.

## 10.2. Призначення польової підготовки аерознімків

При фотографуванні місцевості з літака внаслідок відхилення осі аерофотоапарата від вертикалі і впливу рельєфу місцевості одержують аерознімки різних масштабів. Тому для складання карти (фотоплану) з використанням аерознімків їх необхідно трансформувати, тобто привести до одного масштабу.

Аерознімання місцевості виконують за маршрутами, при цьому в повздовжньому положенні кожний аерознімок перекриває один одного не менше ніж на 60%, а в поперечному - на 30%.

Для трансформування аерознімків необхідно, щоб на кожному аерознімку було не менше чотирьох планових точок, розташованих на кутах його робочої площі.

Робочою площею аерознімка називається площа, обмежена лініями середини поздовжнього і поперечного перекриття (рис. 10.1).

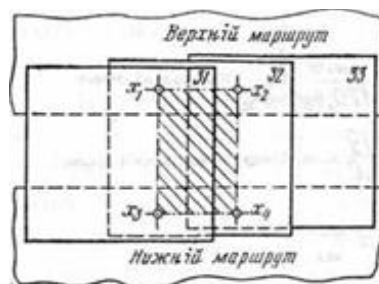


Рис. 10.1.

Метод геодезичного визначення планового положення і висот точок місцевості розпізнаних на аерознімках називається польовою підготовкою аерознімків, або прив'язкою опознаків, а контурні точки, розпізнані на аерознімках із визначеними координатами з геодезичних робіт, називають плановими розпізнавальними знаками і скорочено позначається РП. Спосіб планової прив'язки аерознімків, коли кожний аерознімок забезпечується чотирма геодезичними точками (РП), називається суцільною плановою прив'язкою аерознімків. Суцільна планова прив'язка аерознімків є трудомістким і дорогим процесом, тому для визначення трансформаційних точок застосовують метод



фототріангуляції або аналітичний метод згущення трансформаційних точок. Цими методами на весь маршрут з наземних геодезичних робіт визначають декілька опознаків і з їх допомогою камеральним методом кожний аерознімок у маршруті забезпечують чотирма плановими точками. Планова прив'язка аерознімків складається з таких процесів:

- 1.Складання проєкту польової підготовки аерознімків.
- 2.Установлення методики виконання геодезичних робіт.
- 3.Розпізнавання контурних точок на аерознімках і геодезичних вимірювань на місцевості для визначення координат планових опознаків.
- 4.Обчислення координат планових опознаків.

### 10.3. Вимоги до густоти і розташування опознаків

Плановий опознак повинен розташовуватись на середині поперечного перекриття так, щоб він забезпечував два суміжних маршрути, і одночасно розташовуватись у зоні потрібного поздовжнього перекриття. Віддаль від опознака до країв аерознімка повинна бути більше 1 см.

Густота розташування опознаків залежить від масштабу аерознімального зальоту, формату аерознімків, масштабу створюваної карти, якості зальоту, рельєфу місцевості і методу фотограмметричної обробки. Чим більший масштаб створюваної карти і рельєфніша територія, тим більша кількість планових опознаків визначається на площу, що опрацьовується.

На (рис. 10.2) зображена типова схема розташування планових та висотних опознаків при складанні карти масштабу 1:10000 з перерізом рельєфу через 1 м.



Рис. 10.2

За опознак вибирають контурні точки, які виразно і чітко зображені на аерознімках. Вони повинні точно розпізнаватись на місцевості і аерознімках (кути городів близькі до 90°, які мають точковий характер, стик канал, стовпи і т.д.). Забороняється вибирати опознаки на стрімких схилах і у ярах.

У лісових і степових районах, де контурних точок недостатньо,

доводиться перед аерофотозніманням створювати штучні контурні точки. Таку попередню підготовку точок для прив'язки аерознімків називають маркуванням точок польової підготовки аерознімків.

Маркувальні знаки бувають різними (рис. 10.3), їх вид залежить у кожному окремому випадку від місцевих особливостей.

Наприклад: у лісі вирубують (якщо на вирубку є дозвіл) ділянку квадратної форми (Рис 10.3,б) в центрі залишають дерево, навколо дерева жердинами і гіллям викладають у вигляді куреня круг діаметром 0.12-0.15 м у масштабі аерознімка (рис. 10.3,в), а на дереві встановлюють віху 3-5 м вище навколишнього лісу. Розмір сторони квадрата визначають за формулою

$$D = 0,4ммM + 1.5h$$

$M$  - знаменник масштабу аерознімка,  $h$  - середня висота лісу в м.

У рідкому лісі створюють чотирьохпроменеві на темному фоні білого кольору знаки з розмірами 0.125x0.016 м у масштабі аерознімка (рис. 10.3, а).

У відкритих районах викладають чотирьохпроменеві маркувальні знаки, використовуючи для цього марлю, помічають каміння і т.д., залежно від місцевих умов. Проект розташування маркувальних знаків намічають на картах. Після маркування опознаків на місцевості виконують аерофотознімання.

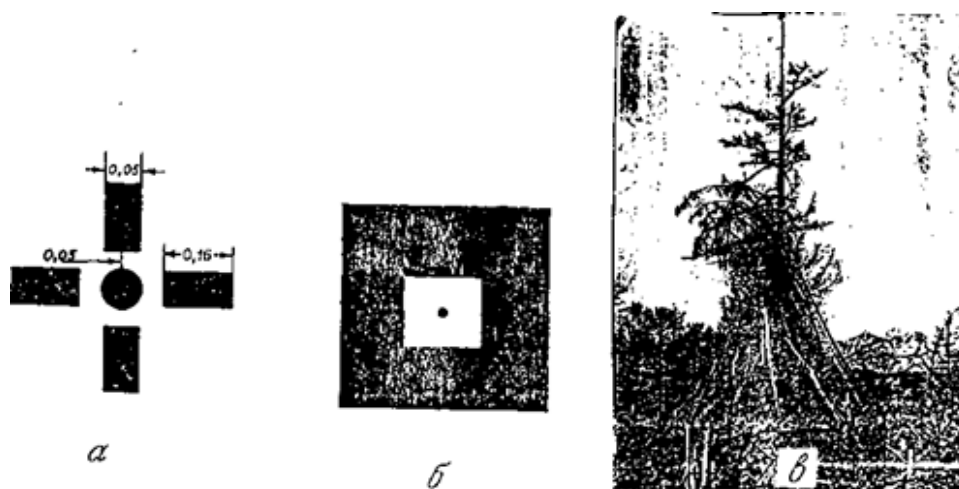


Рис. 10.3

#### 10.4. Складання проекту польової підготовки аерознімків

До початку польових робіт повинен бути складений робочий проект розташування планово-висотних опознаків. При проектуванні опознаків використовують типовими схемами розташування опознаків (Рис. 10.2) для цього району, масштабу знімання і перерізу рельєфу. Користуючись картами, каталогами координат і висот пунктів та реперів нівелювання, спочатку на аерознімках розпізнають усі пункти триангуляції, полігонометрії і репери нівелювання. Початок і кінець кожного маршруту повинен бути забезпечений 2 плановими опознаками. Всі планові опознаки визначаються за висотою. Висотні опознаки розташовують рядами впоперек маршрутів.

Висотні опознаки повинні бути розташовані попарно по обидві сторони від осі маршруту в зонах поперечного перекриття аерознімків. Висотні опознаки по можливості суміщають з плановими опознаками. Проект планово-висотної підготовки аерознімків оформляється у вигляді схеми на карті або плані. Опознаки вибирають по поздовжньому і поперечному перекритті маршрутів. Вони вибираються на чітких контурах, на характерних точках місцевості, які чітко зображуються на аерознімках і добре розпізнаються на місцевості. Висотні опознаки повинні вибиратись на вершинах або в гирлах лощин. Не рекомендується вибрати планово-висотні опознаки на стрімких схилах.

### **10.5. Розпізнавання контурних точок місцевості, оформлення їх на аерознімках та закріплення на місцевості**

Польові роботи з планово-висотної підготовки аерознімків починають з рекогностування місцевості, тобто з уточнення проекту геодезичного визначення координат планово-висотних опозначів. Перевіряється наявність видимості з пунктів триангуляції на запроєктовані опознаки або з опозначів на пункти триангуляції, наявність на місцевості пунктів триангуляції, полігонометрії, нівелірних знаків і установлення віх. Розпізнавання точок полягає у визначенні на місцевості і на аерознімку контурної точки в межах запроєктованої на аерознімку зони і оформлення цієї точки на аерознімку і на місцевості. Розпізнаванню підлягають усі запроєктовані опознаки і пункти геодезичної основи. Правильність розпізнавання контурної точки перевіряється за навколишніми контурами. Якщо в запроєктованій зоні неможливо вибрати контурну точку, то необхідно в цій частині змінити проект, але при цьому не повинно порушуватись загальне правило розташування опозначів. Контурна точка, яку приймають за опознач, повинна чітко зображатися на аерознімку і на місцевості, щоб помилка в розпізнаванні не перевищувала 0.1 мм у плані. Переконавшись у правильності розпізнавання контурної точки, її наколюють на аерознімку тонкою голкою. Помилка в розпізнаванні і наколі не повинна перевищувати 0.2 мм. При наколі під аерознімок підкладають пластмасову лінійку або трикутник. Наколена точка з лицевої сторони аерознімка обводиться колом радіуса 0.5 см червоною тушшю (рис. 10.4, а), якщо опознач плановий і чорною тушшю, якщо опознач висотний.

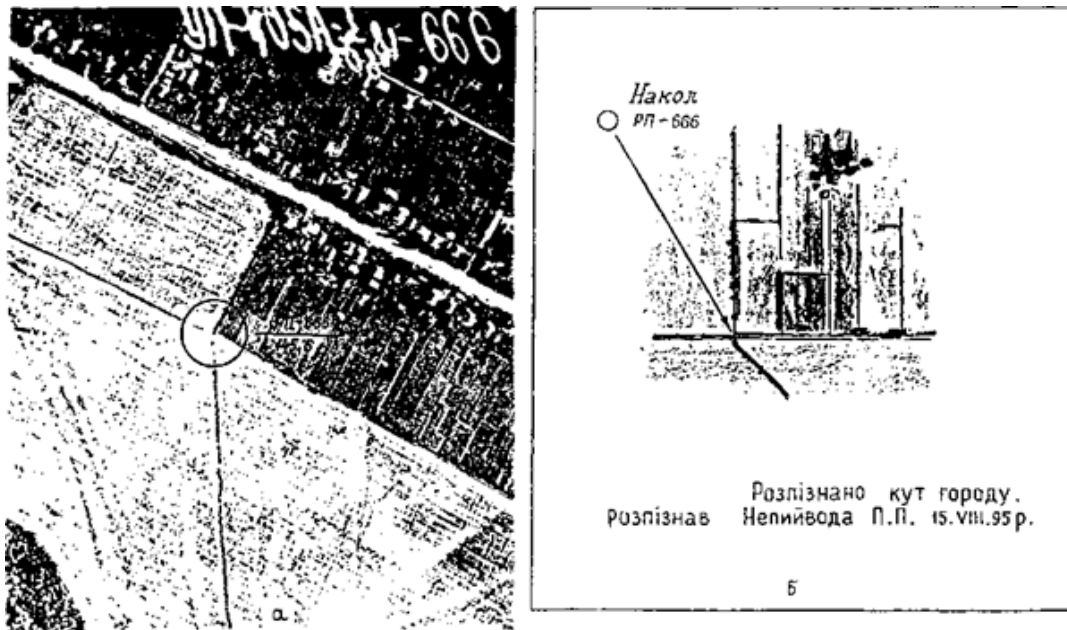


Рис.10.4.

З правої сторони кола пишуть дробом: в чисельнику номер опознака, який, як правило, збігається з номером аерознімка, а в знаменнику відмітка над рівнем моря поверхні землі. Punkти триангуляції і полігонометрії зображуються трикутником червоною тушшю з сторонами 1 см. Репери і марки нівелювання зображують колом радіуса – 0.5 см червоною тушшю, при цьому зліва пишуть назву пункту триангуляції або нівелірного знака - марка, ґрунтовий репер і їхній номер, а з правої сторони дробом – у чисельнику відмітка знака червоною тушшю, а в знаменнику відмітка землі чорною тушшю. Біля висотних опознаків праворуч від кола дробом пишуть: у чисельнику номер опознака чорною тушшю, а в знаменнику відмітку землі чорною тушшю. Точки на урізах вод зображують кружками радіуса 0.5 см зеленою тушшю, з правої сторони пишуть дробом: у чисельнику номер точки в знаменнику відмітку урізу води, а далі дата визначення урізу води. Точки висотних ходів з'єднують між собою тонкими чорними лініями. З оберненої сторони аерознімка олівцем накол обводять колом 3 мм в діаметрі, а збоку пишуть номер або назву розпізнаної точки (Рис. 10.4,б). Для планових опознаків збоку від наколу олівцем зарисовують абрис відносно найближчих до нього характерних контурів місцевості в таких тонах, як на аерознімку, і пишуть коротким описом розташування опознака. Абрис складають у збільшеному масштабі. Він перерисовується з аерознімків і перевіряється на місцевості (рис. 10.4). Для висотних опознаків абрис не складається, пишуть тільки короткі пояснення, що розпізнано (кущ, стовп, стик доріг і т. д.).

Усі зарисовки і підписи роблять простим чорним олівцем. Усі планові опознаки на період польових робіт закріплюють дерев'яними стовпами і окопують їх канавою. Для довготривалого закріплення планових опознаків використовують спеціальні бетонні моноліти, які

закопують на глибину 0.7 м, а зверху встановлюють стовп з перекладиною знизу і окопують круглою канавою радіусом 1 м.

### 10.6 Визначення координат опознаків кутовими засічками

Визначення координат планових опознаків виконують різними способами: кутовими і лінійними засічками, полярним і паралактичним способами, триангуляційними побудовами та їх сполученням, а також прокладанням теодолітних ходів. При виборі способу визначення координат планових опознаків користуються “Типовими схемами визначення координат планових опознаків”, які подані в інструкціях з топографічних зніманих.

#### Спосіб прямої засічки

Визначення координат планових опознаків прямою засічкою застосовують на відкритій місцевості і в тих випадках, коли на опознаку неможливо встановити інструмент. Пряма засічка виконується не менше, ніж з трьох вихідних пунктів.

При визначенні координат опознака прямою засічкою (рис. 10.5) в трикутниках 12Р і 23Р теодолітом на пунктах триангуляції, координати яких відомі ( $X_1, Y_1; X_2, Y_2$  і  $X_3, Y_3$ ), вимірюють кути  $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ .

Використовуючи виміряні кути і координати пунктів триангуляції, користуючись формулами котангенсів кутів трикутника (формули Юнга), двічі обчислюють координати опознака:

$$x_p = \frac{x_1 \operatorname{ctg} \beta_2 + x_2 \operatorname{ctg} \beta_1 + y_2 - y_1}{\operatorname{ctg} \beta_2 + \operatorname{ctg} \beta_1} \quad y_p = \frac{y_1 \operatorname{ctg} \beta_2 + y_2 \operatorname{ctg} \beta_1 + x_1 - x_2}{\operatorname{ctg} \beta_2 + \operatorname{ctg} \beta_1}.$$

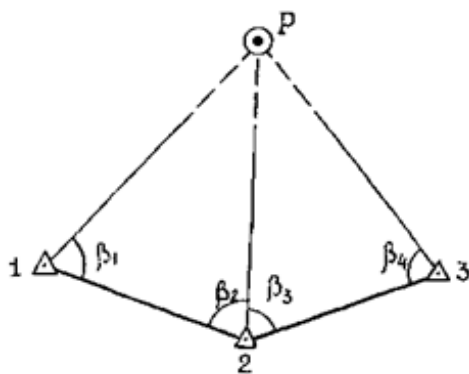


Рис. 10.5

Розходження координат не повинно перевищувати подвійної граничної точності масштабу створюваної карти. При користуванні формулами Юнга нумерація кутів і пунктів триангуляції виконується за правилом: якщо стати на сторону між вихідними пунктами триангуляції (1,2) обличчям до опознака, то пункт і кут з лівої сторони будуть “1”, а з правої сторони “2”.

Якщо між суміжними пунктами триангуляції 1, 2 і 2, 3 немає

видимості, але є видимість на інші суміжні пункти (4,5,6,7,8) (Рис. 10.6), то для обчислення координат опознака використовують формулами тангенсів або котангенсів дирекційних кутів (формули Гаусса). З цією метою на пунктах триангуляції 1,2,3 теодолітом вимірюють прилеглі кути  $\beta_1; \beta_2; \gamma_1; \gamma_2; \delta_1; \delta_2$ .

Маючи дирекційні кути ліній 1-4, 1-5, 2-6, 2-7, 3-4, 3-8, які знаходяться в каталогах координат пунктів триангуляції або обчислюються за координатами пунктів, розв'язуючи обернені геодезичні задачі і виміряні прилеглі кути, обчислюють дирекційні кути напрямів  $\alpha_{1-p}; \alpha_{2-p}; \alpha_{3-p}$  з пунктів триангуляції на опознак. Користуючись формулами Гаусса, двічі обчислюють координати опознака.

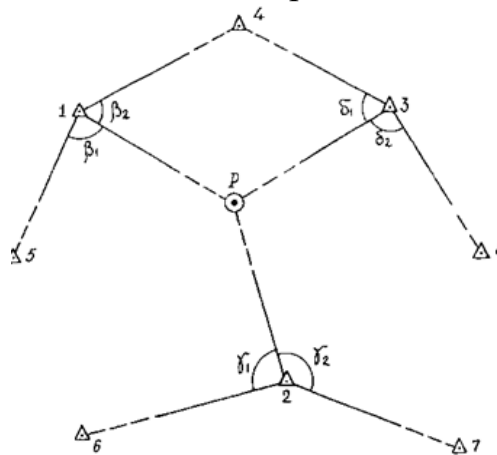


Рис.10.6

$$x_p = \frac{x_1 \operatorname{tg} \alpha_{1-p} - x_2 \operatorname{tg} \alpha_{2-p} + y_2 - y_1}{\operatorname{tg} \alpha_{1-p} - \operatorname{tg} \alpha_{2-p}}$$

$$y_p = (x_p - x_1) \operatorname{tg} \alpha_{1-p} + y_1 = (x_p - x_2) \operatorname{tg} \alpha_{2-p} + y_2$$

Якщо один з дирекційних кутів ( $\alpha_{1-p}; \alpha_{2-p}; \alpha_{3-p}$ ) близький до  $90^\circ$  або  $270^\circ$  (в межах  $\pm 15^\circ$ ), то для обчислення координат опознака застосовують формули котангенсів дирекційних кутів.

$$y_p = \frac{y_1 \operatorname{ctg} \alpha_{1-p} - y_2 \operatorname{ctg} \alpha_{2-p} + x_2 - x_1}{\operatorname{ctg} \alpha_{1-p} - \operatorname{ctg} \alpha_{2-p}}$$

$$x_p = (y_p - y_1) \operatorname{ctg} \alpha_{1-p} + x_1 = (y_p - y_2) \operatorname{ctg} \alpha_{2-p} + x_2.$$

Координати опознака обчислюють спочатку з однієї пари, а потім з другої пари напрямів.

При допустимій різниці координат планових опознаків, одержаних з двох обчислень, вираховують середнє значення координат опознака.

### Спосіб оберненої засічки

Визначення координат планових опознаків оберненою засічкою є найбільш економічне і швидке.

Обернена засічка застосовується на відкритій місцевості, якщо з землі (місця РП) є видимість на чотири пункти триангуляції (Рис. 10.7),

відстань між опознаками і будь-яким вихідним пунктом повинна бути не менша 0.8- 1.0 км, а два суміжні кути на опознаку повинні бути не менше 30° і не більше 150°.

Суть оберненої засічки полягає в тому, що ми встановлюємо теодоліт над опознаком, вимірюємо горизонтальні кути між напрямками на пункти триангуляції. За допомогою вимірних кутів і координат пунктів триангуляції, між якими виміряли кути, обчислюють координати опознаків. Обчислення проводять у такій послідовності:

1. Вихідні пункти триангуляції нумеруються за ходом годинникової стрілки, починаючи від напрямку, який вибрали за початковий і відповідно позначають кути, від початкового напрямку через  $\beta, \gamma, \delta$ .

2. За формулою Деламбра обчислюють дирекційний кут напрямку 1-Р

$$P \operatorname{tg} \alpha_{1-p} = \frac{(y_2 - y_1) \operatorname{ctg} \beta + (y_1 - y_3) \operatorname{ctg} \gamma + x_3 - x_2}{(x_2 - x_1) \operatorname{ctg} \beta + (x_1 - x_3) \operatorname{ctg} \gamma + y_2 - y_3}$$

За формулою Деламбра визначають румб напрямку 1-Р і, відповідно до знаків чисельника та знаменника, визначають чверть та від румба переходять до дирекційного кута.

3. Обчислюють дирекційні кути всіх напрямків:

$$\alpha_{2-p} = \alpha_{1-p} + \beta; \alpha_{3-p} = \alpha_{1-p} + \gamma; \alpha_{4-p} = \alpha_{1-p} + \delta$$

4. За формулами Гаусса двічі обчислюють координати опознака. Для цього утворюють дві пари напрямків, за якими обчислюють координати опознака. Наприклад, перша пара напрямків з пунктів триангуляції 1 і 2, в другу пару слід узяти напрямок, який не використовувався в формулі Деламбра, тобто пункт триангуляції - 4. Комбінації пар слід підбирати так, щоб кути біля опознака були по можливості близькі до 90° і не менше 30°, але не більше 150°.

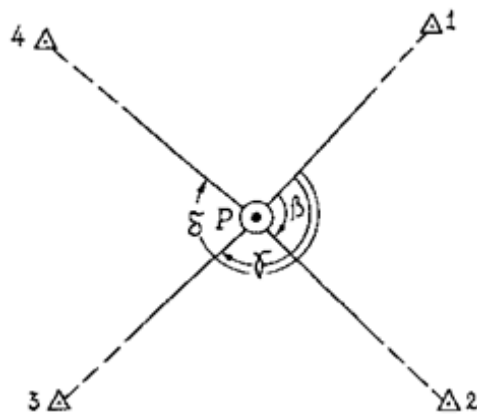


Рис. 10.7

### **Спосіб комбінованої засічки**

Комбінована засічка застосовується в тих випадках, коли з опознаку видно тільки три напрямки і хоча б з одним з них була взаємна видимість (рис. 10.8). На опознаку теодолітом вимірюють кути:  $\beta, \gamma, \delta$  і переходять з теодолітом на пункт триангуляції "1", з якого видно опознак і на ньому

вимірюють прилеглі кути  $\varepsilon$  і  $\eta$ . Ця засічка може застосовуватись на відкритій або напіввідкритій місцевості. Для обчислення координат опознака спочатку за допомогою прилеглих кутів  $\varepsilon$  і  $\eta$  двічі вираховують дирекційний кут напрямку 1-Р  $\alpha_{1-p} = \alpha_{1-4} + \varepsilon$  і  $\alpha_{1-p} = \alpha_{1-5} - \eta$  та визначають його середнє значення, якщо розбіжність між ними не перевищує  $\pm 30''$ . Після цього за допомогою виміряних кутів  $\beta$  і  $\delta$  обчислюють дирекційні кути напрямків  $\alpha_{2-p} = \alpha_{1-p} - \beta$  і  $\alpha_{3-p} = \alpha_{1-p} + \delta$ .

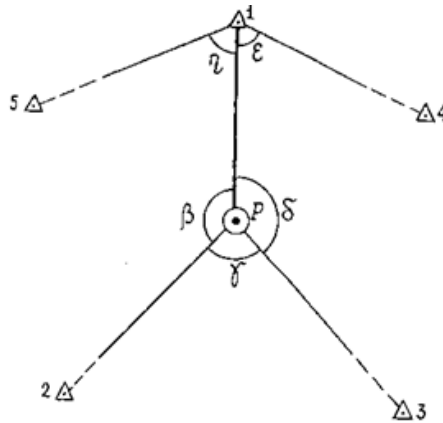


Рис. 10.8

Маючи дирекційні кути всіх напрямків і координати вихідних пунктів за формулами Гаусса, двічі обчислюють координати опознака.

### 10.7. Визначення координат опознаків полярним і паралактичним способами

#### *Полярний спосіб*

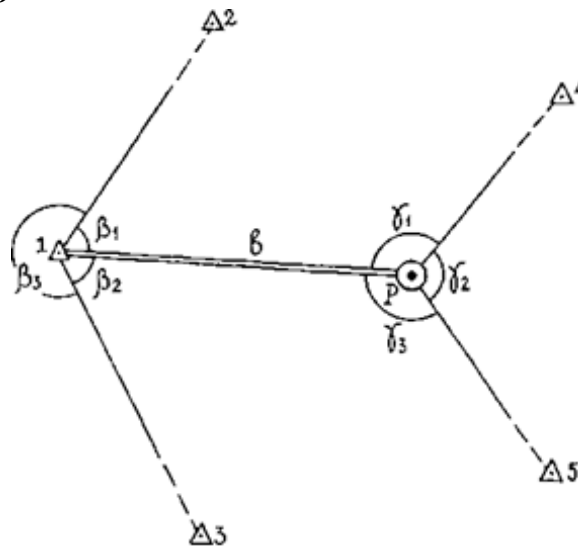


Рис. 10.9

Полярний спосіб (вус) визначення координат опознаків застосовують у випадках, коли опознак знаходиться близько від пункту



триангуляції (рис. 10.9).

Для визначення координат опознака вимірюють віддаль “b” (базис) від пункту триангуляції до опознака у прямому і зворотному напрямках, а на пункті триангуляції (1) теодолітом вимірюють прилеглі кути  $\beta_1$  і  $\beta_2$  між базисом і суміжними пунктами триангуляції (2, 3). Крім цього, для контролю на опознаку (P) теодолітом вимірюють кути  $\gamma_1$  і  $\gamma_3$  між базисом і суміжними пунктами триангуляції (4, 5).

У випадках, коли безпосередньо на місцевості виміряти базис “b” неможливо, його визначають як недоступну відстань.

Координати обчислюють у такій послідовності:

1. Розв’язуючи обернені геодезичні задачі, визначають дирекційні кути ліній 1-2 і 1-3, тобто  $\alpha_{1-2}$  і  $\alpha_{1-3}$ .

2. Двічі визначають дирекційний кут вимірної лінії “b”  $\alpha_{1-p} = \alpha_{1-2} + \beta_1$ ;  $(\alpha_{1-p})_2 = \alpha_{1-3} - \beta_2$  та обчислюють середнє значення дирекційного кута лінії 1-P з двох його значень  $\alpha_{1-p} \frac{(\alpha_{1-p}) + (\alpha_{1-p})_2}{2}$ .

3. Обчислюють прирости координат і координати опознака за формулами:

$$\Delta x = b \cos \alpha_{1-p} \qquad \Delta y = b \sin \alpha_{1-p}$$

$$x_p = x_1 + \Delta x \qquad y_p = y_1 + \Delta y$$

4. Для контролю правильності обчислення координат опознака вираховують дирекційний кут лінії 4-P, тобто  $\alpha_{4-p}$  і віддаль  $4-p = d$ , розв’язуючи обернену геодезичну задачу.

5. Обчислюють кут  $\gamma_{\text{обч.}}$ , як різницю дирекційних кутів  $\alpha_{4-p} - \alpha_{1-p} = \gamma_{\text{обч.}}$  (правий напрям мінус лівий напрям) і порівнюють його з кутом  $\gamma_{\text{вим.}}$ .  $\gamma_{\text{обч.}} - \gamma_{\text{вим.}} = \omega$ . Розходження “ $\omega$ ” не повинні перевищувати:

При d км	2.2	2.7	3.3	4.0	5.0	6.7	10.0
$\omega$	3'30"	2'30"	2'00"	1'40"	1'20"	1'00"	40"

### **Паралактичний спосіб**

Якщо між пунктом триангуляції (1) і опознаком (P) немає видимості, то для визначення координат опознака можна застосувати паралактичний спосіб (Рис.10.10).

Суть способу полягає в наступному: на місцевості вибирають два базиси  $b_1$  і  $b_2$ , кінці яких зручні для спостережень з пункту триангуляції і опознака, вимірюють їх в прямому і зворотному напрямках.

У трикутниках теодолітом вимірюють по два кути у їх вершинах; треті кути в цих трикутниках одержують як доповнення до  $180^\circ$ . За теоремою синусів обчислюють усі сторони цих трикутників і за

вирахованими сторонами і їх дирекційними кутами двічі, як у теодолітних ходах (1-Доп-1-Р і 1-Доп-3-Р), обчислюють координати опознака.

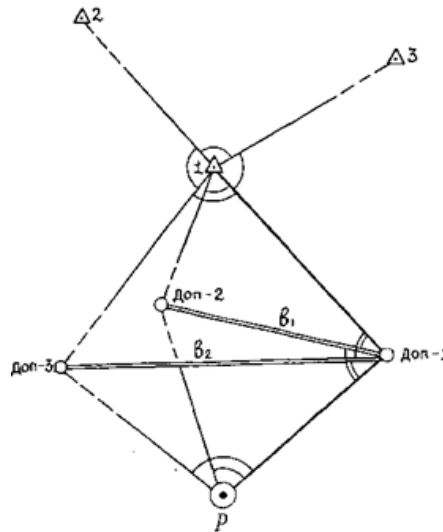


Рис. 10.10

### 10.8. Визначення координат опознаків способами знесення координат та лінійною засічкою

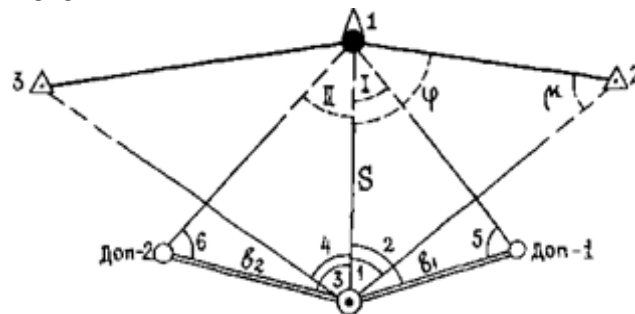


Рис. 10.11

Спосіб знесення координат застосовують у тих випадках, коли опознак знаходиться поблизу точки, координати якої відомі (водонапірна башта, фабрична труба і т.д.), але на ній неможливо виміряти теодолітом прилеглі кути і віддаль від точки до опознака (Рис. 10.11).

У таких випадках на місцевості вимірюють бази  $b_1$  і  $b_2$ , а теодолітом кути 1, 2, 3, 4, 5, 6. Обчислення координат опознака виконують у такій послідовності:

1. У трикутниках 1РДоп-1 і 1РДоп-2 визначають кути I і II  $I = 180^\circ - (2+5)$ ;  $II = 180^\circ - (3+6)$  і за теоремою синусів двічі обчислюють сторону  $1-P=S$ .

$$S_1 = \frac{b_1 \sin 5}{\sin I}; \quad S_2 = \frac{b_2 \sin 6}{\sin II}; \quad S = \frac{S_1 + S_2}{2}.$$

Розходження  $S_1 - S_2 = f_{\text{абс.}}$  не повинно перевищувати  $1/1000$  довжини S.

2. Розв'язуючи обернену геодезичну задачу, визначають дирекційний кут і горизонтальну проекцію лінії 1-2.

$$\operatorname{tg} \alpha_{1-2} = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}; \quad d_{1-2} = \frac{\Delta x}{\cos \alpha_{1-2}} = \frac{\Delta y}{\sin \alpha_{1-2}}.$$

3. У трикутнику 1 2 Р визначають кути  $\mu$  і  $\varphi$

$$\sin \mu = \frac{S \sin 1}{d_{1-2}};$$

4. Обчислюють дирекційний кут лінії 1-Р:

$$\varphi = 180^\circ - (1 + \mu); \quad \alpha_{1-p} = \alpha_{1-2} + \varphi.$$

5. Маючи дирекційний кут лінії 1-Р і її довжину “S”, обчислюють координати опознака:

$$\Delta x = S \cos \alpha_{1-p}; \quad \Delta y = S \sin \alpha_{1-p};$$

$$x_p = x_1 + \Delta x; \quad y_p = y_1 + \Delta y;$$

Контроль правильності визначення координат одержують з обчислення кута “4”, який не використовувався в обрахуванні координат опознака. Для цього за допомогою координат опознака “Р” і пункту триангуляції “3” обчислюють дирекційний кут  $\alpha_{3-p}$ . Після цього вираховують кут “4”, як різницю дирекційних кутів  $\alpha_{1-p} - \alpha_{3-p} = 4_{\text{обч.}}$ . Одержане значення кута  $4_{\text{обч.}}$  порівнюють з значенням кута  $4_{\text{вим.}}$ . Розходження не повинно перевищувати допусків, наведених в пункті 10.7.

### Лінійна засічка

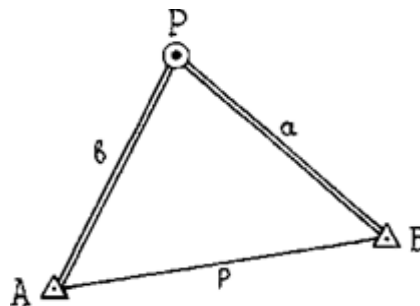


Рис. 10.12

Із застосуванням у геодезичній практиці різних фазових віддалемірів, стало можливим визначати координати опознаків лінійними засічками. З цією метою вимірюють віддалі між опознаком “Р” і пунктами триангуляції “А” і “В” (рис. 10.12).

За вимірними лініями “a” і “b” і координатами пунктів триангуляції А і В обчислюють координати опознака. За допомогою координат пунктів триангуляції “А” і “В” вираховують дирекційний кут лінії  $\alpha_{AB}$  і довжину  $AB=p$ . Таким чином у трикутнику APB відомі всі три сторони a, b, p, можна обчислити всі три кути, користуючись формулою:

$$a^2 = b^2 + p^2 - 2bp \cos A,$$

$$\cos A = \frac{b^2 + p^2 - a^2}{2bp}$$

Якщо кути обчислені правильно, то сума всіх трьох кутів трикутника повинна дорівнювати  $180^\circ$ .

Обчисливши всі кути в трикутнику АРВ, вираховують дирекційні кути ліній АР і ВР  $\alpha_{AP} = \alpha_{AB} - \angle A$ ,  $\alpha_{BP} = \alpha_{AB} \pm 180^\circ + \angle B$  і, маючи виміряні сторони АР=b і АР=a, двічі обчислюють координати опознака

$$\begin{aligned} \Delta x_1 &= b \cos \alpha_{AP} & \Delta y_1 &= b \sin \alpha_{AP} \\ \Delta x_2 &= a \cos \alpha_{BP} & \Delta y_2 &= a \sin \alpha_{BP} \\ x_p &= x_A + \Delta x_1 & y_p &= y_A + \Delta y_1 \\ x_p &= x_B + \Delta x_2 & y_p &= y_B + \Delta y_2 \end{aligned}$$

Якщо розходження обчислених координат опознака не перевищує допустимої величини, то обчислюють середнє з двох обчислених значень.

### 10.9. Визначення координат опозначів способами триангуляційних побудов

На відкритій місцевості для визначення координат опозначів, використовують метод триангуляції. Він полягає в тому, що на сторонах трикутників державної геодезичної мережі, як на базисах, будують системи трикутників, у яких, як правило, вимірюють усі три кути.

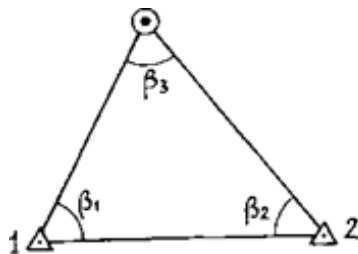


Рис. 10.13.

#### Трикутник

Якщо на місцевості побудувати трикутник, у якого одною вершиною є опознак "Р", а двома іншими - пункти триангуляції (полігонометрії) (рис. 10.13), та виміряти теодолітом усі кути  $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ , які повинні бути не менше  $30^\circ$  і не більше  $120^\circ$ , то координати опознака можна обчислити в такій послідовності:

1. Обчислюють кутову нев'язку в трикутнику  $(\beta_1 + \beta_2 + \beta_3) - 180^\circ = f_\beta$ ,

яка не повинна перевищувати  $\pm 1'$ , якщо кути вимірювались оптичним теодолітом та  $\pm 1.5'$ , якщо кути вимірювались  $30''$  теодолітом і виправляють виміряні кути.

2. За координатами пунктів "1" і "2", розв'язуючи обернену геодезичну

задачу, визначають дирекційний кут  $\alpha_{1-2}$  лінії 1-2 і її довжину  $d_{1-2}$

3. За теоремою синусів обчислюють сторони трикутника 1-Р і 2-Р.

4. Обчислюють дирекційні кути сторін трикутника 1-Р і 2-Р  
 $\alpha_{2-p} = \alpha_{1-p} - \beta_1$   $\alpha_{2-p} = \alpha_{1-p} \pm 180^\circ + \beta_2$ .

5. За обчисленими сторонами і дирекційними кутами сторін трикутника двічі обчислюють координати опознака.

### **Геодезичний чотирикутник**

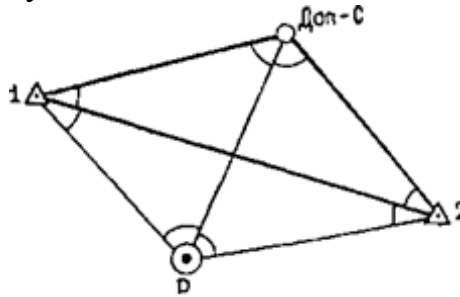


Рис. 10.14

Якщо розпізнавальний знак ‘Р’ видно тільки з двох пунктів триангуляції ‘1’ і ‘2’ (рис. 10.14), при цьому, кути менші  $30^\circ$ , то використовують допоміжну точку ‘С’, яку видно із цих пунктів, крім цього з точки ‘С’ повинно бути видно пункти триангуляції ‘1’ і ‘2’ та опознак ‘Р’. У цьому випадку на всіх точках вимірюють теодолітом усі кути. Після вимірювання кутів у кожному трикутнику обчислюють кутові нев’язки і, якщо вони не перевищують допустиму величину, виправляють виміряні кути. За координатами вихідних пунктів ‘1’ і ‘2’ та виправлених кутів за формулами Юнга обчислюють координати допоміжної точки ‘С’, а потім двічі з трикутників 2СР і С1Р обчислюють координати опознака ‘Р’.

### **Центральна система**

У напівзакритій місцевості або коли на місцевості пунктів триангуляції недостатньо, визначення координат опознаків можна виконувати центральною системою.

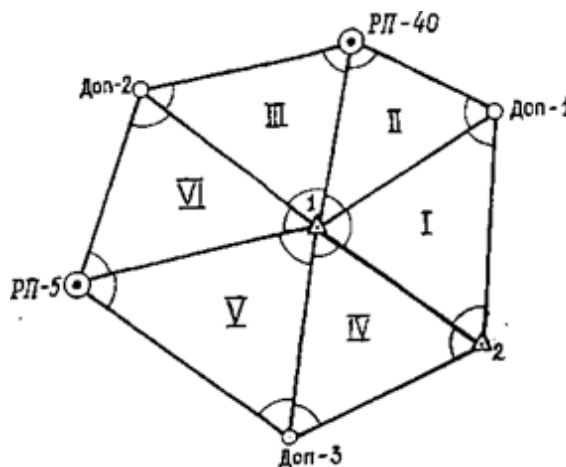


Рис. 10.15

У центральній системі повинні бути два суміжні пункти тріангуляції “1” і “2”, а вся система складається із суміжних трикутників (Рис.10.15) із загальною вершиною в точці “1”, яка називається полюсом або центром даної системи. Центральною системою можна визначити координати декількох опознаків, використовуючи для цього допоміжні точки, які встановлюють зв'язок пунктів тріангуляції з опознаками.

У центральній системі теодолітом вимірюють усі кути на кожній точці, визначають допустимість кутових нев'язок у кожному трикутнику, виправляють виміряні кути і за формулами Юнга обчислюють послідовно координати всіх точок. Щоб зменшити нагромадження помилок у визначеннях координат, обчислення ведуть двома різними шляхами: за і проти годинникової стрілки (рис. 10.15). Контроль правильності обчислення координат виконують за сходимістю координат однієї і тієї ж точки, що вирахована різними шляхами, яке не повинно перевищувати 0.2 мм у масштабі створеної карти.

### *Ланцюг трикутників*

На відкритій і напіввідкритій місцевості координати опознаків можна визначити ланцюгом трикутників.

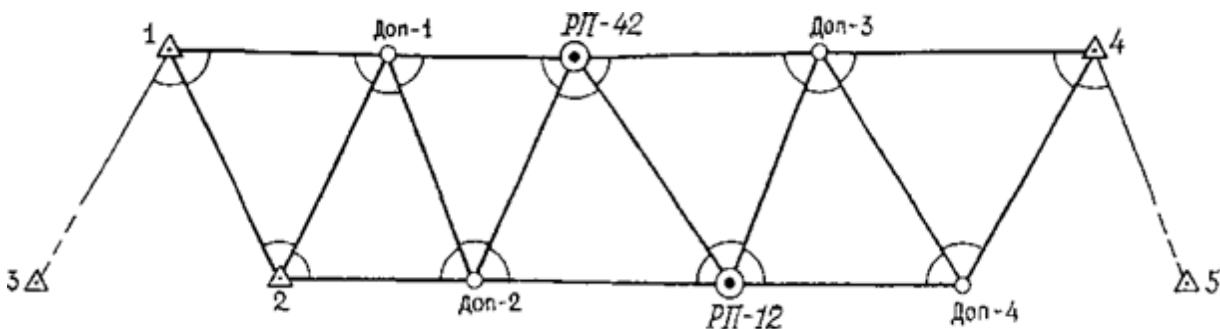


Рис. 10.16

Для цього необхідно мати на початку ланцюга не менше двох пунктів тріангуляції і в кінці ланцюга хоч один або навпаки (рис. 10.16). Ланцюгом трикутників можна визначити одночасно координати декількох опознаків. Оскільки між пунктами тріангуляції і опознаками немає взаємної видимості, то зв'язок між ними виконується за допомогою допоміжних точок. На всіх точках ланцюга трикутників теодолітом вимірюють усі кути і після цього визначають кутові нев'язки в трикутниках. Допустимі кутові нев'язки розподіляють порівну на всі кути трикутника і за формулою Юнга, починаючи від вихідної сторони тріангуляції, послідовно від трикутника до трикутника обчислюють координати всіх точок.

Обчисленні координати (окремо абсциси і ординати) виправляють у такий спосіб:

1. Утворюють різницю " $V_{II}$ " між двома значеннями координати кінцевого пункту тріангуляції обчисленого в цьому ланцюгу трикутників і

його значенням, взятим з каталога координат пунктів триангуляції.

2. Змінюють знак одержаної помилки " $V_{II}$ " на протилежний, ділять її величину на кількість трикутників у ланцюгу " $n$ ", і цей результат множать на кількість трикутників " $i$ " між вихідними пунктами триангуляції та опознаком, положення якого необхідно виправити:  $V_i = \frac{V_{II} i}{n}$ .

Величина нев'язки в координатах " $V_n$ " кінцевого пункту триангуляції не повинна перевищувати 4 м при зніманні в масштабі 1:10000 і 2 м – при зніманні в масштабі 1:5000.

### 10.10. Визначення координат опознаків прокладанням теодолітних ходів

У рівнинних районах, покритих лісом, або в населених пунктах координати опознаків визначають прокладанням теодолітних ходів. Теодолітні ходи прокладають між пунктами геодезичної основи і допоміжними точками знімальної мережі (визначених засічками) у вигляді одиночних ходів (Рис. 10.17) або систем з вузловими точками, залежно від забезпечення району робіт пунктами триангуляції або полігонометрії.

Довжини теодолітних ходів і ліній залежать від масштабу знімання і регламентуються відповідними інструкціями.

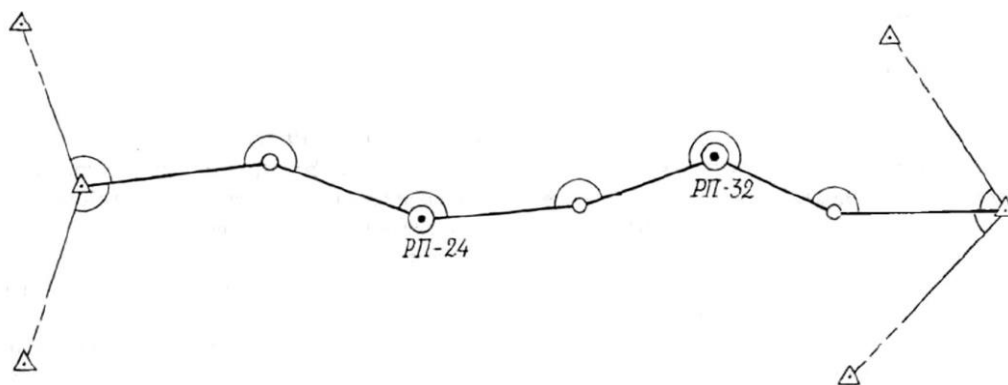


Рис. 10.17

Сторони теодолітних ходів вимірюють мірними стрічками в прямому і зворотному напрямках, світловіддалемірними насадками, оптичними віддалемірами, світловіддалемірами, електронними тахеометрами та іншими приладами, які забезпечують відносні нев'язки в теодолітних ходах у межах 1/1000-1/3000 довжини теодолітних ходів.

Для орієнтування теодолітних ходів на початку і в кінці ходу вимірюють два прилеглі кути. Кути в теодолітних ходах вимірюють теодолітами не менше 30" – точності одним повним прийомом з перестановкою лімба між півприйомами на 90°.

При вимірюванні кутів теодолітами з одностороннім відліком по кругах (Т30, Т5, Т5К) лімб між півприйомами достатньо переставляти на 1°-2°.

Розходження значень кутів, одержаних із півприймів, не повинні перевищувати 30" для оптичних теодолітів і 1' - для теодолітів 30" точності, а кутові нев'язки в теодолітних ходах не повинні перевищувати  $\pm 1' \sqrt{n}$ , де  $n$  - кількість кутів в теодолітному ході.

### **10.11. Вимірювання кутів під час планово-висотної прив'язки опознаків. Точність визначення координат**

Під час польової підготовки аерознімків для вимірювання горизонтальних та вертикальних кутів, необхідних для обчислення координат і висот опознаків, застосовують теодоліти 30" точності, а також теодоліти середньої точності.

Основним методом вимірювання кутів на опознаках при визначенні координат опознаків засічками і триангуляційними побудовами, є спосіб кругових прийомів, при цьому один прийом виконується при орієнтованому лімбі за магнітним меридіаном (для визначення схилення магнітної стрілки "δ").

Під час польової підготовки аерознімків виконують по два кругові прийоми, переставляючи лімб між прийомами на величину  $\sigma = \frac{180^\circ}{m}$ , де  $m$  – кількість прийомів.

Розходження між прийомами приведених напрямків до спільного нуля повинно бути не більше 45" при вимірюванні напрямків теодолітами 30" точності і 20" - при вимірюванні напрямків оптичними теодолітами. Кутові нев'язки в трикутниках не повинні перевищувати  $\pm 1'$  або  $\pm 1.5'$ , якщо кути мірялись відповідно оптичними або 30" теодолітом, вертикальні кути, необхідні для визначення висот опознаків, вимірюють кожний двома прийомами. Коливання значення МО (місця нуля) між прийомами не повинно перевищувати  $\pm 1'$  для теодолітів 30" точності і 20" - для оптичних теодолітів. Наведення центра, сітки ниток на віхи, встановлені на опознаках, виконується на ті місця, від яких вимірювалась висота віхи.

Точність визначення координат опознаків не повинна перевищувати 0.2 мм у масштабі створюваної карти, відповідно для масштабів:

1:10000 - 2 м

1: 5000 - 1 м

1: 2000 - 0.4 м

### **10.12. Висотна підготовка аерознімків**

Для рисування рельєфу в камеральних умовах на стереофотограмметричних приладах необхідно мати на аерознімках ряд точок з визначеними висотами з геодезичних вимірювань.

Контурні точки, висоти яких визначені з геодезичних вимірювань і розпізнані на аерознімках, називаються висотними опознаками і скорочено позначаються "РВ".

Висотні опознаки повинні розташовуватись на аерознімках не ближче 1 см від краю аерознімка, а віддаль від головної точки аерознімка до опознака



повинна бути не менше 4 см. Висотна прив'язка, як і планова, може бути суцільною і розрідженою. Висотними опознаками можуть бути контурні точки, які чітко зображаються на аерознімках, і вони повинні розташовуватись на місцевості на рівних ділянках. Розташування їх на маршрутах (див. рис. 10.2). Таким чином густота і розташування висотних опознаків на маршрутах аерознімання залежить від методу згущення висот опознаків, фізико-географічних умов місцевості і від масштабу створюваної карти.

### 10.13. Методи визначення висот опознаків

У плоскорівнинній місцевості при створенні карт з перерізом рельєфу через 0.5 і 1.0 м висоти опознаків визначають геометричним нівелюванням. При цьому застосовується технічне нівелювання. Довжина ходу допускається 16 км, а нев'язка  $\pm 0.20$  м. Нівелір і рейки повинні встановлюватись на контурних точках, які повинні розпізнаватись і наколюватись на аерознімках. У плоскорівнинній місцевості при створенні карт з перерізом рельєфу через 2.0 м висоти опознаків визначають горизонтальним променем теодоліта. Довжина таких ходів не повинна перевищувати 16 км, а нев'язка допускається  $\pm 0.40$  м. У плоскорівнинній місцевості, покритій лісом, а також, рівниннопересіченій і горбистій місцевості при створенні карт з перерізом рельєфу 2.0 і 5.0 м висоти опознаків визначають нахиленим променем (тригонометричним нівелюванням) за допомогою теодоліта. При перерізі рельєфу через 2.0 м допускається довжина ходу 6.0 км, а нев'язка допускається  $\pm 0.30$  м, при перерізі рельєфу через 5.0 м допускається довжина ходу 12.0 км, а нев'язка допускається  $\pm 1.0$  м. Для визначення перевищень вимірюють теодолітом кути нахилу, а віддалі – нитковим віддалеміром. Перевищення визначають двічі в прямому і зворотному напрямках за формулою: 
$$h = \frac{1}{2} D \sin 2\nu + i - v.$$

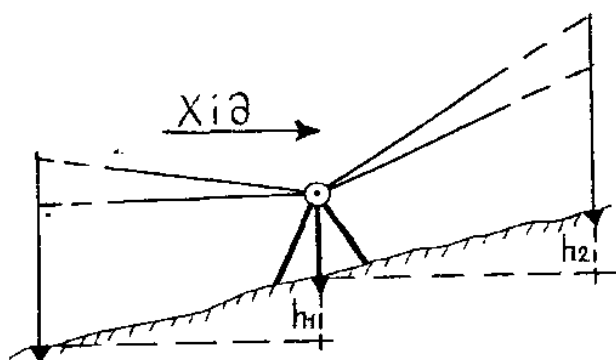


Рис. 10.18

Розходження перевищень не повинно перевищувати 10 см для віддалей до 250 м і 4 см на кожні 100 м віддалі, якщо віддаль більше 250 м. Якщо кути нахилу ліній ходу менше  $5^\circ$ , то висотний хід можна прокладати “через точку” (рис. 10.18) з установленням інструмента між рейками приблизно на рівних віддальях від них

У цьому випадку кути нахилу вимірюють на дві висоти рейки, які відрізняються між собою не менше 1 м.

### 10.14. Тригонометричне нівелювання по сторонах кутових засічок і триангуляційних побудов

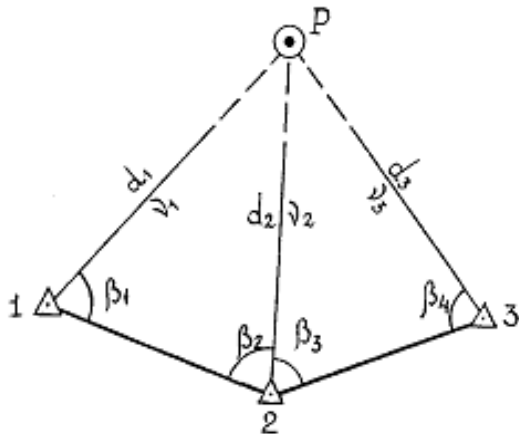


Рис. 10.19

На практиці планові і висотні опозначки поєднують. У важкодоступній місцевості, покритій лісом, при складанні карт з перерізом рельєфу через 2.0 і 5.0 м, при визначенні координат планово-висотних опозначок з засічок і триангуляційних побудов на вихідних пунктах триангуляції одночасно вимірюють горизонтальні і вертикальні кути на планово-висотні опозначки (рис. 10.19).

Для цього, коли оформляють опозначки і встановлюють віху з візирним пристроєм (перекладною), точно вимірюють висоту віхи “ $v$ ” від землі до візирного пристрою. Крім цього, на всіх вихідних пунктах, з яких вимірюють кути нахилу “ $\nu$ ”, вимірюють висоту інструмента “ $i$ ”. Вертикальні кути слід міряти в періоди, коли вертикальна рефракція має найменший вплив, виключаючи години близькі до сходу і заходу Сонця.

Користуючись формулою  $h = dtg\nu + i + f - v$ , обчислюють перевищення.

Сторони  $d_1, d_2, d_3$  визначають з розв’язання обернених геодезичних задач після обчислення координат опозначок. При обчисленні перевищень потрібно враховувати поправку за кривину Землі і рефракцію “ $f$ ”:

$$f = \frac{1 - K}{2R} d^2$$

де  $K \approx 0.14$  – коефіцієнт рефракції,  $R \approx 6371$  км – середній радіус Землі.

Перевищення повинні визначатись за двома двосторонніми або трьома односторонніми напрямками.

Довжини сторін трикутників не повинні перевищувати 12 км при роботі оптичними теодолітами середньої точності і 5 км – при роботі 30” теодолітом. Розходження висот тичок, одержаних з різних визначень, не повинні перевищувати 0.8 м при зніманні з перерізом рельєфу через 2.0 м і 2.0 м при зніманні з перерізом рельєфу через 5.0 м.

### 10.15. Визначення схилення магнітної стрілки при польовій підготовці аерознімків

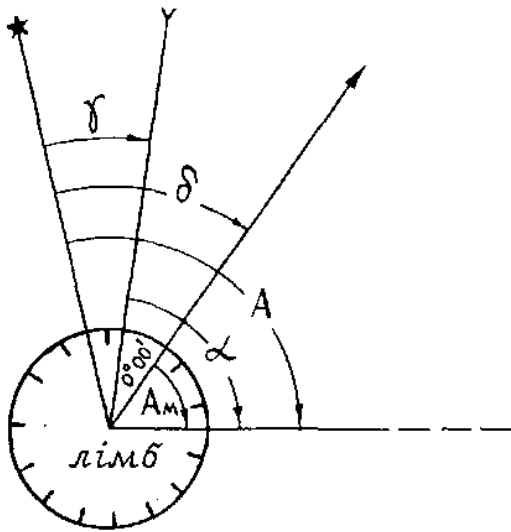


Рис. 10.20

Тоді відліки напрямків при орієнтованому лімбі будуть магнітними азимутами цих напрямків (Рис.10.20).

$$A = \alpha + \gamma; \quad A_m = S_p + \Delta p; \quad \delta = A - A_m;$$

$$\gamma'' = \Delta l'' \sin \varphi; \quad \Delta l'' = \lambda - \lambda_0$$

$\lambda$  – географічна довгота точки, для якої обчислюється зближення меридіанів;

$\varphi$  – географічна широта точки, для якої обчислюється зближення меридіанів;

$\lambda_0$  – географічна довгота осевого меридіана зони  $\lambda_0 = 6^n - 3^\circ$ ;

$n$  – порядковий номер зони;

$\alpha$  – дирекційний кут обчислення координат вибирають із відомостей опознаків;

$S_p$  – відлік по лімбу орієнтованому за допомогою бусолі теодоліта;

$\Delta p$  – поправка робочої бусолі теодоліта. Поправку робочої бусолі “ $\Delta p$ ” одержують порівнянням робочої орієнтир-бусолі із взірцевою. Поправку взірцевої орієнтир-бусолі визначають щорічно в геофізичній обсерваторії.

Для порівняння бусолі теодоліта із взірцевою бусоллю необхідно:

1. Установити мензулу і навести трубу кіпрегеля на який-небудь віддалений предмет, близький до магнітного меридіану і проводять на планшеті напрям (лінію).

2. Прикладають взірцеву бусоль до проведеного напрямку і беруть відліки по кінцях магнітної стрілки “ $S_H$ ”.

3. Установлюють теодоліт біля мензули точно в створі з предметом спостереження; наводять трубу теодоліта на цей предмет і беруть відліки по кінцях магнітної стрілки “ $S_p$ ”.

4. Поправку робочої бусолі “ $\Delta p$ ” визначають за формулою:

$$\Delta p = S_H + \Delta_H - S_p$$

$\Delta_H$  – поправка взірцевої бусолі.

На кожному аркуші топографічної карти пишуть середнє для цього аркуша схилення магнітної стрілки.

При складанні карт методом стереотопографічного знімання схилення магнітної стрілки визначають під час польової підготовки аерознімків. Для цього під час вимірювання теодолітом горизонтальних кутів на пунктах тріангуляції, розпознаках і допоміжних точках за допомогою орієнтир-бусолі орієнтують лімб теодоліта за магнітним меридіаном.

Поправку “ $\Delta\rho$ ” визначають декілька разів, змінюючи кожний раз напрямок створу. Схилення “ $\delta$ ” магнітної стрілки обчислюють, як різницю істинного і магнітного азимута, напрямів, виміряних при прив’язці опознаків.

### **Питання для самоконтролю до теми 10**

1. Загальні відомості про аерофототопографічний метод створення топографічних карт.
2. Призначення польової підготовки аерознімків.
3. Вимоги до густоти розташування опознаків.
4. Складання проєкту польової підготовки аерознімків.
5. Розпізнавання контурних точок місцевості, оформлення їх на аерознімках та закріплення на місцевості.
6. Визначення координат опознаків кутовими засічками, полярним і паралактичним способами, способами знесення координат та лінійною засічкою, способами тріангуляційних побудов, прокладанням теодолітних ходів.
7. Вимірювання кутів під час планово-висотної прив’язки опознаків.
8. Висотна підготовка аерознімків.
9. Методи визначення висот опознаків.
10. Визначення схилення магнітної стрілки при польовій підготовці аерознімків.

## **ЛЕКЦІЯ 22. Тема 11. Комбіноване знімання**

11.1. Суть комбінованого знімання.

11.2. Висотна знімальна основа при комбінованому зніманні.

11.3. Методи визначення положення точок основного і знімального висотних ходів на фотоплані.

11.4. Знімання рельєфу на фотопланах.

11.5. Дешифрування фотопланів (аерознімків).

11.6. Поняття про цифрові моделі місцевості.

*Література: Грабовий В.М. Геодезія : навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (с. 224-238)*

### **11.1. Суть комбінованого знімання**

Комбіноване знімання виконується, як правило, на фотоплані, отже, контурна частина топографічного плану створюється дешифруванням, фотозображення, а рельєф знімається методом тахеометричного знімання.

В окремих випадках комбіноване знімання може виконуватись на аерознімках, з яких після виконання планової прив'язки складається топографічний план.

Комбіноване знімання виконується в пласкорівнинних районах та в тих випадках, коли місцевість покрита лісом і фотограмметричне визначення висот точок земної поверхні неможливе через зімкнутість крон дерев, що закривають повністю поверхню землі.

### **11.2. Висотна знімальна основа при комбінованому зніманні**

Висотна основа при комбінованому зніманні необхідна для знімання рельєфу місцевості і розвивається прокладанням основних та знімальних висотних ходів.

Проект знімальної основи складають на фотоплані або на репродукції накідного монтажу до початку польових робіт. Основні висотні ходи проєктуються у вигляді окремих ходів і системи ходів. Вони є основою для прокладання знімальних ходів. За кожною рамкою фотоплану або поблизу них вибирають не менше одного спільного висотного пункту (точка зв'язку) для надійного забезпечення зв'язку із сусідніми фотопланами. Точки основних висотних ходів, як правило, повинні бути розпізнані на фотоплані.

#### **11.2.1. Основні висотні ходи**

При зніманні з перерізом рельєфу через 1.0 м основні висотні ходи прокладають геометричним нівелюванням. На кожній станції такого ходу відліки беруть по двох сторонах рейки, розходження в перевищеннях на станції, визначених по чорній і червоній сторонах рейок, не повинні перевищувати 5 мм, а віддаль від рейок до інструмента не повинна перевищувати 200 м. Довжина основного висотного ходу допускається 16 км, а нев'язка ходу не повинна перевищувати  $f_{\text{дон}} = \pm 50\sqrt{L_{\text{км}}}$  (мм). При зніманні з перерізом рельєфу через 2.0 м основні висотні ходи прокладають методом

тригонометричного нівелювання теодолітом. Довжина такого висотного ходу допускається 6.0 км, а нев'язка ходу не повинна перевищувати  $\pm 0.30$  м. Кути нахилу вимірюють у прямому і зворотному напрямках одним прийомом при двох положеннях вертикального круга. Якщо кути нахилу ліній ходу менші  $5^\circ$ , то основний висотний хід можна прокладати "через точку" при наведенні візирної осі труби на дві висоти рейки. Довжина сторін висотного ходу не повинна перевищувати 250 м.

Розходження між прямим і оберненим перевищенням або між перевищеннями, визначеними при наведенні візирної осі труби на різні висоти рейки однієї і тієї ж лінії, допускається 10 см.

### **11.2.2. Знімальні висотні ходи**

Знімальні висотні ходи прокладають після ув'язки основних висотних ходів. При зніманні з перерізом рельєфу через 1.0 м знімальні висотні ходи прокладають методом геометричного нівелювання нівеліром або кіпрегелем з рівнем на трубі. Довжина такого знімального висотного ходу допускається 8.0 км, а нев'язка ходу не повинна перевищувати  $\pm 0.20$  м. При зніманні з перерізом рельєфу через 2.0 м знімальні висотні ходи прокладають методом тригонометричного нівелювання. Довжина такого знімального висотного ходу допускається 3.0 км, а нев'язка ходу не повинна перевищувати  $\pm 0.60$  м.

### **11.3. Методи визначення положення точок основного і знімального висотних ходів на фотоплані**

Точки основних і знімальних висотних ходів повинні бути, як правило, розпізнані на фотопланах. Якщо контурних точок на фотоплані недостатньо, то положення точок висотних ходів визначають прямими, оберненими, комбінованими і лінійними засічками від пунктів геодезичної мережі або від найближчих контурів і місцевих предметів.

Крім цього, положення точки ходу на фотоплані можна визначити розпізнаванням лінії, на якій знаходиться точка в створі (дороги, межі, рову і т. д.) і промірами до цієї точки від двох розпізнаних контурів. Положення точки ходу на фотоплані можна визначити за прокресленим напрямком з попередньої точки і виміряній віддалі, обов'язково перевіряючи за оберненою засічкою на пунктах геодезичної мережі і твердих контурах. Точність визначення точок висотних ходів у плані не повинна перевищувати 1 мм.

### **11.4. Знімання рельєфу на фотопланах**

Для зображення рельєфу горизонталями необхідно мати висотні точки, так звані пікети, які визначаються з точок основних і знімальних висотних ходів та з пунктів геодезичної мережі. Однією з істотних особливостей знімання рельєфу на фотоплані є та обставина, що висоти точок, які розпізнаються на фотоплані, можуть бути визначені без застосування рейок. При цьому віддаль до відповідного контуру визначають на фотоплані в

масштабі фотоплану, а вертикальний кут вимірюють наведенням візирної осі кіпрегеля на основу (землю) відповідного контуру. Перевищення визначають за формулою:  $h = dtg \nu + i$ .

### **11.5. Дешифрування фотопланів (аерознімків)**

Одночасно зі зніманням рельєфу на місцевості виконують дешифрування контурів і місцевих предметів з наступним зображенням їх умовними знаками на фотоплані.

За своїм призначенням дешифрування поділяють на топографічне і спеціальне.

*Топографічне дешифрування* – це процес розпізнавання на аерознімках, фотопланах або фотосхемах об'єктів, позначення їх умовними знаками і визначення їх кількісних та якісних характеристик.

Спеціальне дешифрування застосовують під час лісотаксації, у військовій справі, геологічному і геоморфологічному дослідженнях тощо.

За методом виконання дешифрування поділяють на польове, камеральне і комбіноване.

Польове дешифрування полягає в обстеженні об'єктів та елементів місцевості і фотоплану, аерознімків або фотосхем, зображення тих елементів відповідними умовними знаками. Польове дешифрування *буває суцільним і маршрутним*. Суцільне польове дешифрування виконується при комбінованому зніманні. При стереотопографічній зніманні виконують суцільне польове дешифрування тільки на густонаселених територіях з щільною забудовою (населені пункти, промислові і гідротехнічні споруди, залізничні вузли і т.д.), а на решті території виконується маршрутне дешифрування. Маршрутне дешифрування виконується в смузі шириною 250 м на закритій і 500-1000 м на відкритій місцевості. Ширина смуги обстеження залежить від масштабу знімання і характеру місцевості.

Польові маршрути дешифрування проєктують на репродукціях накладного монтажу або фотосхемах. Польові маршрути проєктують вздовж залізниць і шосейних доріг, вздовж магістральних трубопроводів, ліній електропередач, а також вздовж рік і каналів.

Камеральне дешифрування виконують на підставі вивчення розпізнавальних (демаскуючих) ознак об'єктів. При камеральному дешифруванні використовують різні еталони дешифрування. Еталонами називаються аерознімки, на яких показано приклад дешифрування території з характерними властивостями ландшафту для цієї ділянки.

Усі об'єкти дешифруються за їх розпізнавальними ознаками, які поділяють на прямі або безпосередні і непрямі (побічні). До прямих розпізнавальних ознак відносять: розміри, форму і тон фотографічного зображення об'єкту. Непрямі (побічні) ознаки – це ті, які визначають розташування даного об'єкту відносно навколишніх контурів. Непрямі ознаки дозволяють визначити на аерознімках і фотопланах такі об'єкти, як, наприклад, дороги, які закінчуються біля протилежних берегів ріки, вказують

на наявність броду або порома; зображення дерев рядами або в шаховому порядку указують на те, що це – молода посадка лісу або саду.

Комбіноване дешифрування – це поєднання камерального та польового дешифрування. При камеральному дешифруванні виникає ряд питань, на які неможливо одержати відповідь відразу, тому виникає необхідність збирання додаткових відомостей (кількісні і якісні характеристики об'єктів, уточнення камерально віддешифрованих об'єктів, уточнення географічних назв і т. д.). Усі ці відомості можна одержати тільки при польовому дешифруванні.

### ***11.5.1. Дешифрування населених пунктів і промислових об'єктів***

Населені пункти, незалежно від величини, різко виділяються на аерознімках завдяки своєрідним обрисам (рис.11.1). Рисунок населеного пункту складається з поєднання чорно-білих прямокутників (будівель) і світло-сірих смуг (вулиць, проїздів), передає розпланування населеного пункту і його структуру (взаємне положення окремих частин). У розплануванні і структурі знаходять відображення тип населеного пункту, його значення, зв'язок з рельєфом та іншими елементами ландшафту.



Структура населених пунктів, особливості забудови завжди добре простежуються на аерознімках.

Дешифрування вулиць не викликає труднощів. Вони виділяються примиканням до них рядів будівель або огорож, добре видно і проїжджі частини, які відрізняються світлішим тоном

Рис. 11.1

Промислові підприємства – заводи, фабрики, електростанції і т. д. – розпізнаються за чітко окресленими межами території (чіткі прямі лінії), тінями труб, башт, характерними довгими будівлями, розташованими паралельними рядами.

На аерознімках великих масштабів зображення окремих будівель складається з освітлених частин даху, власних тіней даху і падаючих тіней будівель. Стереоскопічний перегляд моделі дає можливість відрізнити площу будівель від зображення падаючих тіней. Будівлі дешифрують і викреслюють із зображенням розмірів, форм та орієнтування. Будівлі, які неможливо відобразити в масштабі карти, викреслюються позамасштабними умовними знаками, але із збереженням орієнтування. Города в населених пунктах



мають вигляд різних за тоном смуг, розмежованих межами або огорожами. Сади розпізнаються за правильними рядами плодових дерев.

### **11.5.2. Шляхи сполучення**

Мережа доріг разом з населеними пунктами утворює на аерознімках скелет обжитої місцевості. Наявність шляхів сполучення свідчить про певні зв'язки між населеними пунктами і районами. Дороги на черно-білих аерознімках зображуються в вигляді світлих ліній і смуг різної ширини та конфігурації залежновід масштабу і характеру дороги (рис. 11.2).

Зображення колій залізниць відрізняється строгим поздовжнім профілем, прямолінійністю обрису, плавністю і великими радіусами заокруглень, наявністю смуги відчуження, яка особливо чітко читається в лісових масивах. У місцях розташування залізничних станцій закономірне розширення полотна за рахунок збільшення кількості колій.

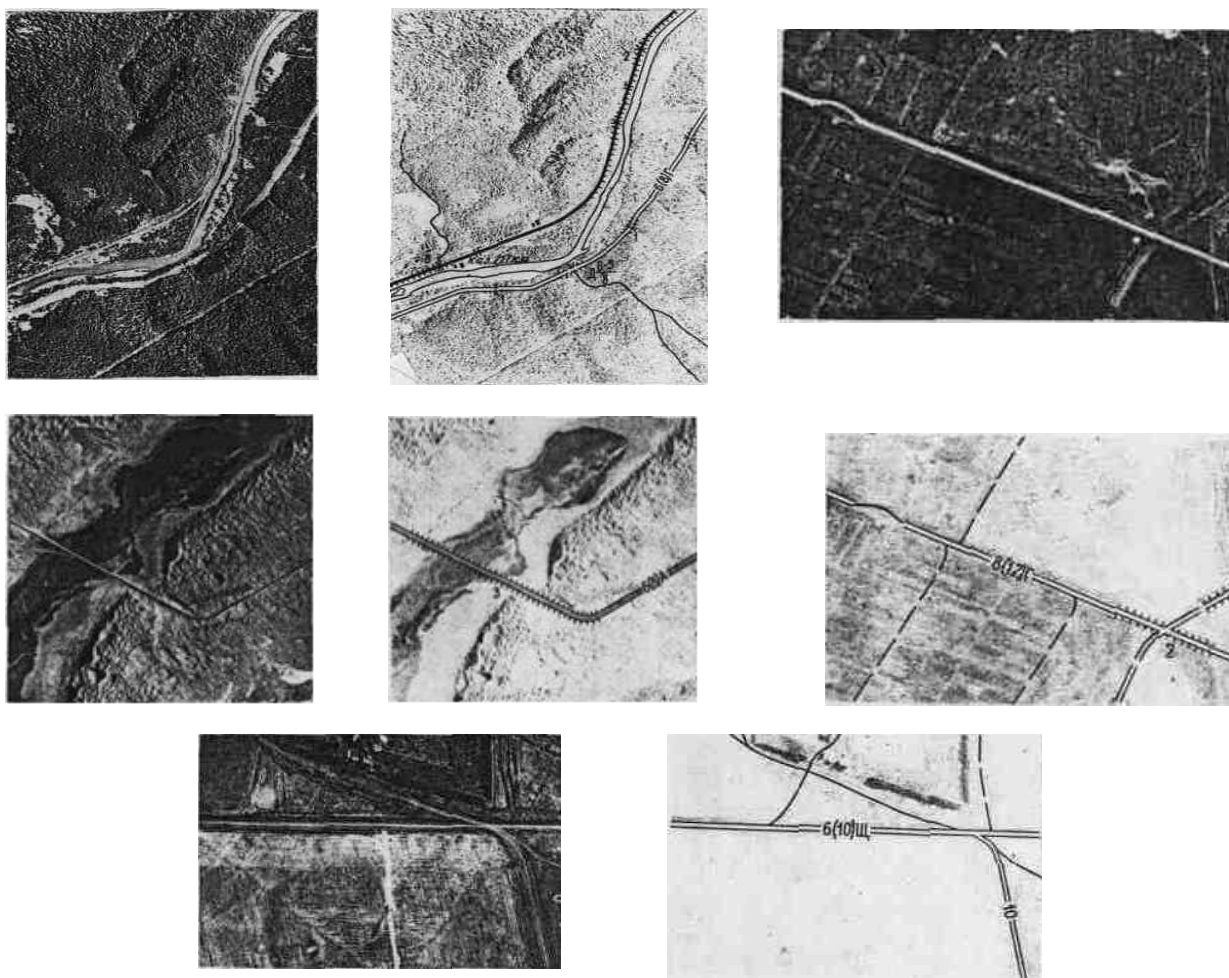


Рис. 11.2

Автогужеві дороги (шосе, автодороги) мають правильні обриси, велику і постійну ширину, довгі прямолінійні ділянки та плавні заокруглення. Зображуються у вигляді білої смуги, обрамленої з боків темними лініями ровів. Тон зображення залежить і від покриття: асфальт – темний, бетон –

сірий, гравій – світлий. Автогужові дороги відрізняються від залізниць за характером перетину з ґрунтовими: шосе приймає в себе ґрунтові дороги; залізниця тільки перетинається з ними; біля автострад облаштовані спеціальні з'їзди. Автостради ідуть в обхід населених пунктів, а шосейні дороги проходять через населені пункти. Ґрунтові дороги мають звивисті обриси і велику розгалуженість, видно об'їзди. Путівці з'єднують населені пункти, польові і лісові дороги закінчуються в полях та лісах.

Насипи і виїмки розпізнаються за затемненими і освітленими укосами і добре проглядаються стереоскопічно.

### **11.5.3. Гідрографія**

Поверхневі води на аерознімках мають досить чіткі обриси, а аерофотозображення поверхні води чітко відрізняється від навколишніх ділянок суші (Рис.11.3). На тон фотозображення водоймищ впливають глибина, колір дна, прозорість води, водяна рослинність. Планове положення берегової лінії повинно відповідати встановленому рівню – межені. Ріки на аерофотознімках розпізнаються за прямими ознаками: формою русел, рисунку, утвореному діючим руслом і слідами старих русел, тону зображення води. Водосховища і ставки безпомилково розпізнаються по греблях, які перегороджують русла рік, вони чітко відображаються на аерофотознімках. Канали мають постійну ширину русла, прямолінійність і плавність вигинів. Специфічна ознака – шлюзи.

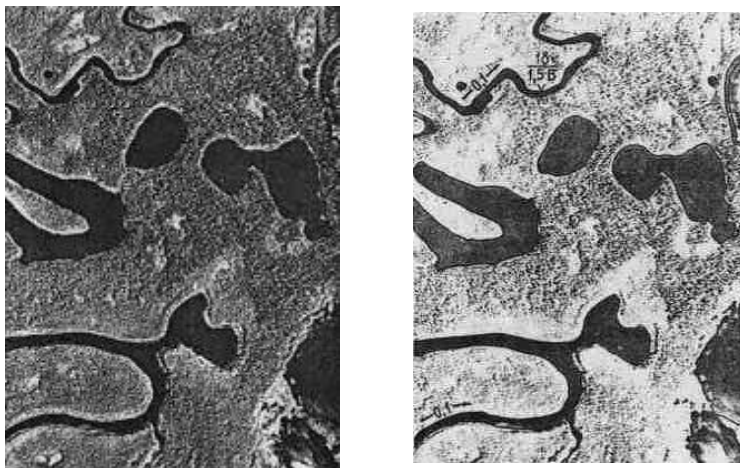


Рис. 11.3

### **11.5.4. Рельєф**

Дешифрують ті форми рельєфу, які не виражаються горизонталлями: скелі, балки, яри, вимоїни, обриви, вали і т. д. На аерофотознімках гострі гребені скелі, вершини добре розпізнаються за різкими перегинами і гранями, які підкреслюються тінями (рис. 11.4). Балки і яри мають розгалужений рисунок, чіткі грані брівок виділяються завдяки різкій контрастності між затемненими і освітленими схилами. В лісостеповій зоні балки чітко виділяються заростями дерев і чагарників. Вимоїни мають тонкі, темні, рідше

світлі смуги і лінії по схилах. Кам'яні розсипи мають світлий і світло-сірий тон залежно від віку і інтенсивності процесів руйнування. Обриви мають світлий тон зображення. Обсипи відрізняються від задернованих обривів тоном і наявністю шлейфу осипання.

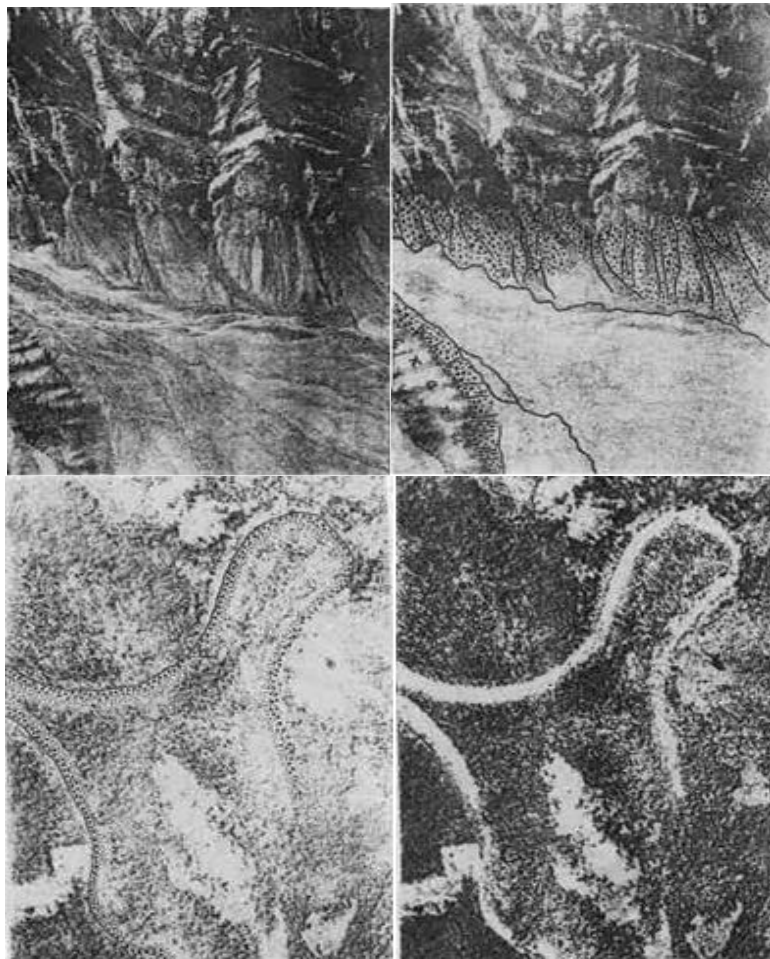


Рис. 11.4

#### ***11.5.5. Рослинність і ґрунти***

При дешифруванні рослинності важливо перш за все встановити основні життєві форми рослин і межі їх розповсюдження (контури).

#### **Деревна рослинність**

Деревна рослинність зображується на аерофотознімках чітко і межі її визначаються точно (рис. 11.5). Ліси різних порід мають зернистий рисунок зображення. Форма і розмір зернистості збільшується із збільшенням масштабу аерофотознімання. Величина і форма зернистості фотозображення лісів залежить від розмірів і будови крон дерев на місцевості, від густоти лісу. Як правило, хвойні ліси характеризуються більш темними тонами, ніж листяні.

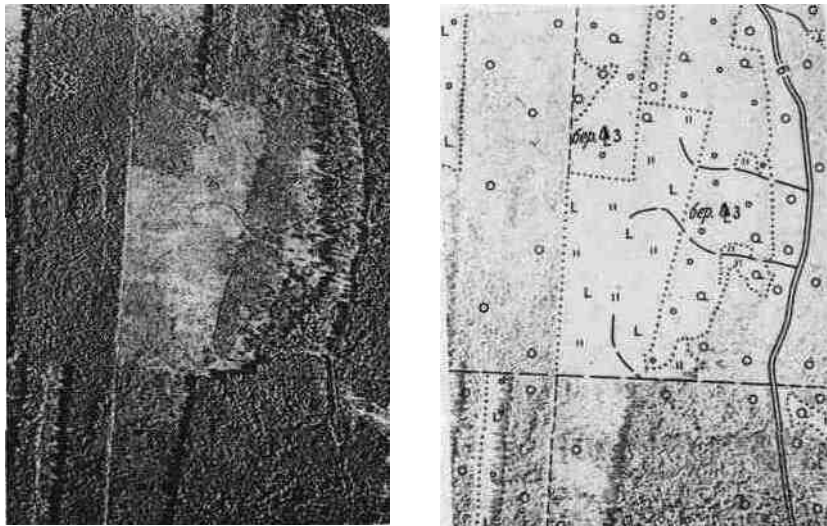


Рис.11.5

### **Чагарникова рослинність**

Суцільні зарослі чагарників характеризуються на аерофотознімках дрібнозернистою структурою, інколи трохи змазаню, сірим або темно-сірим тоном, невеликими падаючими тінями і переважно круглою або фестончастою структурою контурів (рис. 11.6).

Від порослі лісу чагарники відрізняються більш рівним тоном зображення, обумовленим однорідністю породи лісу.

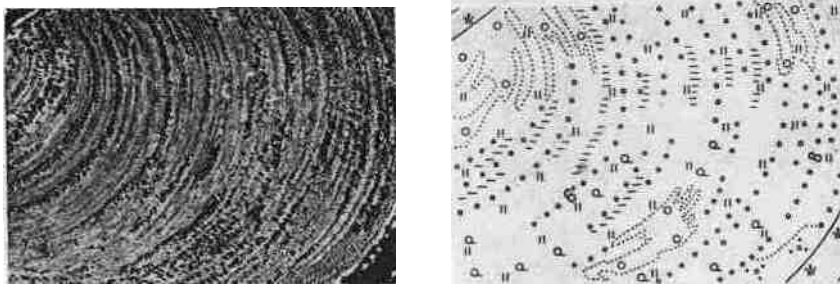


Рис. 11.6

Вона дешифрується за тоном, кольором зображення, утвореним окремими спільнотами (рис. 11.7).

Великого значення набувають непрямі ознаки, основними з яких є пристосованість до умов існування в різних широтних (висотних) зонах.

Степова і напівчагарникова рослинність не утворює специфічного рисунка зображення. Основна риса цієї рослинності – строкатість, комплексність, тісний зв'язок з мікрорельєфом. Контури між рослинністю проводять за контрастністю фотозображення.

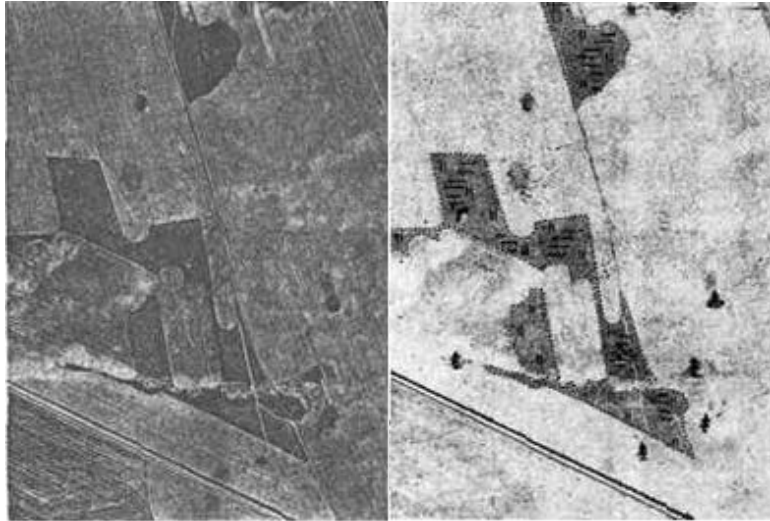


Рис.11.7

### **Ґрунти**

Ґрунти зображують на ділянках не покритих рослинністю – піски, кам'яні розсипи, болота, солончаки. Дешифрування всіх ґрунтів базується на тісному їх зв'язку з рельєфом, рослинністю і гідрографією.

На основі викладених загальних принципів дешифрування розпізнають і викреслюють на фотопланах або аерознімках усі об'єкти і елементи місцевості, які підлягають нанесенню на топографічну карту. Якщо під час польового обстеження встановлено, що деякі об'єкти не зобразились на аерознімках або фотоплані (підземні комунікації, малі мости, труби на дорогах, об'єкти, які побудовані на місцевості після виконання аерофотознімання і т. д.), то їх наносять на фотоплан методами мензульної знімання .

На топографічні карти повинні бути нанесені всі закріплені на місцевості опорні геодезичні пункти.

Під час знімання фотоплани повинні бути зведені по рамках.

### **11.6. Поняття про цифрові моделі місцевості**

З розвитком автоматизованих систем проєктування споруд і створення автоматичних креслярських приладів для побудови планів (графобудувачів), які базуються на використанні електронних обчислювальних машин (ЕОМ) виникла необхідність у поданні топографічної інформації в аналітичному вигляді, у вигляді так званих цифрових моделей місцевості (ЦММ), виражаючи в цифрових кодах просторові координати, характеристики місцевості і фіксуючи їх на магнітних стрічках або інших носіях інформації. Такий спосіб цифрової фіксації даних про місцевість розглядається, як особливий вид картографічної продукції – “цифрова карта”, хоча карти тут насправді немає. Ця особлива операція називається цифруванням. Цифрування виконується за допомогою спеціальних приладів – цифрувачів. За своїм змістом ЦММ поділяють на цифрові моделі ситуації і цифрові моделі рельєфу.

Цифрова модель ситуації складається на забудовані території; всі будівлі, споруди та інші елементи ситуації задаються координатами

характерних точок (центрів, вершин кутів, перетин осей і т.д.), які визначають положення ситуації на місцевості.

Важчим є завдання цифрового вираження моделі рельєфу, тому що місцевість має надто складну поверхню. За способом розташування точок рельєфу розрізняють регулярну, напіврегулярну і структурну моделі.

У регулярній моделі, яка застосовується в рівнинній місцевості, точки розташовують у вигляді сітки квадратів, як в методі нівелювання поверхні. Розміри квадратів залежать від складності форм рельєфу, кількості об'єктів, точності розв'язання поставлених завдань.

Напіврегулярні моделі, які використовують в основному при розвідуванні лінійних споруд, створюються в вигляді магістралі з системою поперечників. Точки на кожному поперечнику розташовують на характерних перегибах місцевості. Планові координати осей точок поперечників знаходять по пікетажу магістралі і дирекційному куту її сторін. Густота розташування точок залежить від призначення об'єктів.

У структурній моделі, як при тахеометричному або мензульному зніманні, опорні точки вибирають на характерних перегибах рельєфу з урахуванням його геоморфологічних особливостей. У цій моделі місцевість відображують системою многогранників, ребрами яких є структурні ("скелетні") лінії рельєфу (рис. 11.8).

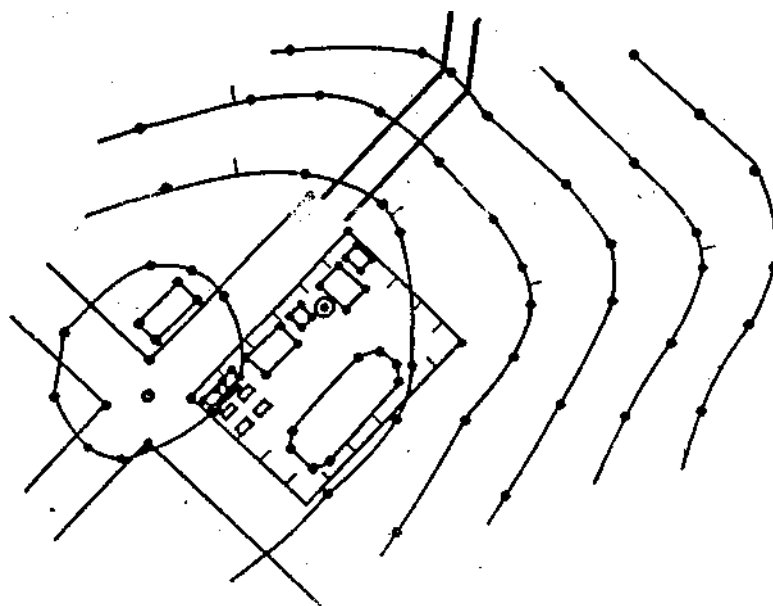


Рис. 11.8

Для визначення координат точок структурних ліній моделі повинні бути відомі їх довжини і дирекційні кути. Густота точок залежить від масштабу карт та планів, які створюються, та від характеристики місцевості.

Для побудови ЦММ можуть бути використані дані, одержані із фотограмметричних вимірювань аерофотознімків, польових топографічних робіт, обробки топографічних карт і планів.

Найбільш ефективним методом побудови ЦММ є фотограмметричний з використанням сучасних високоточних стереоприладів з автоматичною

реєстрацією координат. При опрацюванні стереопар спостерігаються характерні точки рельєфу і контурів та автоматично реєструються їх фотограмметричні координати, висоти й кодові назви. В ЕОМ ці дані перетворюються в геодезичну систему координат і нагромаджуються для подальшого використання в окремих програмах (аналітичного проектування, графічних побудов). Ефективним польовим методом складання точної ЦММ є геодезичний метод – із застосуванням електронних тахеометрів з обчислювальними пристроями, які дають можливість при зніманні місцевості в польових умовах одержувати координати і висоти характерних точок. Ці метричні дані разом з семантичною інформацією (дані про предмети, назви і ін.) кодуються і передаються в ЕОМ для використання при проектуванні споруд, побудови топографічних планів на автоматичних графобудувачах.

Програми для складання ЦММ за матеріалами тахеометричного знімання передбачають обчислення на ЕОМ координат та висот пікетів і кінцевих точок структурних ліній, обчислення висот вершин сітки із заданим кроком, формування масивів точок для подальшої видачі на графобудувач. Графобудувач з високою точністю за координатами наносить на план точки ситуації, з'єднує їх відповідно прямою лінією, підбирає назву об'єкта, виконує зарамкове оформлення. При необхідності він може будувати сітку квадратів, проводити горизонталі, складати поздовжні профілі.

Для складання ЦММ можуть бути використані топографічні карти і плани, так званий картографічний метод або метод дегіталізації готових карт. Він полягає у використанні спеціальних пристроїв до ЕОМ, які перетворюють графічну інформацію в цифрову – сканери або дигітайзери.

У такому випадку застосовують автоматичне сканування по прямих лініях, паралельних до рамок аркушів карт або планів з повною роздільною спроможністю, або послідовне відстеження оператором за допомогою спеціального оптичного візира певних контурів та елементів зображення. Візир пов'язаний з ЕОМ і дискретно записує цифрову інформацію. Всі ЦММ зберігають у пам'яті ЕОМ у вигляді банків даних. Користуючись ЦММ, можна швидко одержати інформацію про місцевість як у цифровому, так і у графічному вигляді.

### **Питання для самостійної роботи до теми 11**

1. Суть комбінованого знімання.
2. Висотна знімальна основа при комбінованому зніманні.
3. Методи визначення положення точок основного і знімального висотних ходів на фотоплані.
4. Знімання рельєфу на фотопланах.
5. Дешифрування фотопланів (аерознімків).
6. Поняття про цифрові моделі місцевості.

## **ЛЕКЦІЯ 23. Тема 12. Оновлення топографічних карт**

12.1. Мета оновлення топографічних карт і вимоги до оновлених карт.

12.2. Способи оновлення топографічних карт.

12.3. Аерофотознімання.

12.4. Планова та висотна основа для оновлення топографічних карт.

12.5. Підготовчі роботи.

12.6. Камеральне дешифрування аерознімків та складання проєкту польового обстеження.

12.7. Польове обстеження камерально виправлених оригіналів карт.

12.8. Технологічні варіанти періодичного оновлення карт.

12.9. Обстеження пунктів державної геодезичної мережі.

12.10. Оформлення та здача матеріалів.

*Література: Грабовий В.М. Геодезія : навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (239-254)*

### **12.1. Мета оновлення топографічних карт і вимоги до оновлених карт**

Топографічна карта відображає територію на певний момент, який відповідає часу виконання знімання.

З часом на території, зображеній на виданій карті, з'являються нові об'єкти, інші зникають або втрачають своє значення, змінюються характеристики об'єктів і їх категорія.

Інтенсивне освоєння і економічний розвиток території, зміни природи, спричинені діяльністю людини або самостійні, приводять до того, що створена карта перестає відповідати дійсному стану місцевості, вона старіє.

Застарілою вважається карта, якщо в межах її рамок на місцевості з моменту знімання з'явилися, зникли або поміняли конфігурацію і розміщення 25-30% елементів.

Оновлення топографічних карт проводиться з метою приведення їх змісту у відповідність із сучасним станом місцевості і сучасними науково-технічними вимогами. В нашій країні, залежно від кількості і характеру змін, які сталися на місцевості з моменту видання карт, а також важливості району для розвитку продуктивних сил і оборони країни для оновлення топографічних карт прийнято дві системи оновлення: періодична і неперервна.

Періодична система передбачає оновлення топографічних карт через певні інтервали часу, залежно від фактичного старіння карт.

За періодичною системою топографічні карти оновлюються за 6-8 років на найбільш важливі обжиті райони і 10-15 років на інші райони. Періодичне оновлення топографічних карт базується, як правило, на новому аерофотозніманні, яке повинно виконуватись не раніше, як за рік до початку робіт. Система неперервного оновлення топографічних карт полягає в постійній точній реєстрації на карті всіх змін місцевості відразу після їх виникнення. Нанесення змін на карту може виконуватись шляхом польової знімання, за аерофотознімками і іншими матеріалами. В міру нагромадження



змін аркуш карти перевидається. Застосування неперервної системи дає можливість одержувати в будь-який момент аркуш карти, оновленої на день видачі. Але постійне оновлення великомасштабних карт на великих площах – трудомісткий процес, пов'язаний з роздрібленням сил і коштів.

Оновлені карти точністю, змістом і оформленням повинні відповідати вимогам інструкції із створення топографічних карт, а також умовних знаків карт відповідних масштабів. Висота перерізу рельєфу при оновленні карт не змінюється. Карти, планово-висотна основа яких за точністю не задовольняє висунутих до них вимог, не оновлюються, а створюються заново.

На ділянках місцевості, де внаслідок господарської діяльності дуже змінилися рельєф і контури місцевості (райони зрошувального землеробства, видобування корисних копалин відкритим способом і т. д.) або там, де раніше виконане знімання з якихось причин виявилось низької якості, також має бути проведена нова зйомка.

Доцільність нових знімань повинна бути обґрунтована шляхом ретельного вивчення району робіт і аналізу карт на цей район.

Видання оновлених карт відбувається не пізніше одного року після їх оновлення.

Нові можливості в оновленні карт відкриваються при систематичному використанні космічних знімків. У цьому напрямку ведуться наукові і експериментальні дослідження та виробничі роботи із оновлення карт масштабів 1:200000 і дрібніше.

## **12.2. Способи оновлення топографічних карт**

Періодичне оновлення топографічних карт виконується наступними основними методами:

1. Шляхом камерального виправлення за допомогою аерознімків з подальшим польовим обстеженням або без нього.

2. Шляхом виправлення (складання карти) за допомогою картографічних матеріалів більших масштабів, отриманих у результаті нових знімань або оновлень.

Основним способом оновлення карт є камеральне виправлення їх змісту за допомогою аерознімків з подальшим польовим обстеженням.

Камеральне виправлення карт за допомогою аерознімків виконується:

1. На фотопланах, складених за матеріалами нового аерофотознімання.

2. На аерознімках, отриманих із застосуванням гіростабілізуючого пристрою і приведених до масштабу карти за показниками радіовисотоміра.

3. На аерознімках за допомогою універсальних фотограмметричних приладів.

У процесі камерального виправлення контурна частина змісту карти приводиться до повної відповідності з аерознімками нового зальоту і вилучаються помічені окремі помилки в зображенні форм рельєфу. Роботи з польового обстеження камерально виправлених карт виконуються з метою доповнення їх змісту необхідними кількісними і якісними характеристиками, власними назвами, а також об'єктами місцевості, які не зобразились на

аерознімках. Вони виконуються, як правило, після закінчення камеральних робіт.

В окремих випадках, при великій кількості змін і використанні недостатньо кондиційних матеріалів, дешифрування аерознімків можна виконувати в полі до камерального оновлення карт. Обсяг робіт польового обстеження встановлюється конкретно на кожний аркуш карти за результатами камерального виправлення.

Картографічною основою для оновлення топографічних карт є:

1. Фотоплани, складені за матеріалами нового аерофотознімання;
2. Матеріали найбільш сучасних аерокосмічних знімачів;
3. Сучасні картографічні матеріали на райони знімальних робіт (видавничі оригінали, тиражні відбитки тощо);
4. Спеціальні, тематичні та інші картографічні матеріали.

Вибір технології камерального виправлення змісту карти за допомогою аерознімків і основи, на яку будуть наносити ці виправлення, залежить від характеру місцевості і кількості змін, які відбулись на ній.

Вибрана технологія і організація робіт повинні давати можливість при найменших затратах праці, часу і засобів одержати карти, які задовольняють вимоги інструкції щодо оновлення карт.

### **12.3. Аерофотознімання**

Аерофотознімання може виконуватись до складання технічного проекту, якщо немає достатніх відомостей для його складання. Воно виконується відповідно до основних діючих технічних вимог.

Масштаб аерофотознімання повинен забезпечувати можливість камерального дешифрування основних топографічних об'єктів місцевості.

Фокусна віддаль аерофотоапарата повинна бути більшою, щоб була більшою висота зони трансформування. При виборі  $f_k$  враховується можлива висота польоту літака, а також вимоги точності вимірювання висот на аерознімках, якщо необхідно виправляти рельєф.

Формат аерознімка може бути збільшений до розміру 30×30 см, якщо немає необхідності обробки аерознімків на фотограмметричних приладах. Збільшення формату аерофотознімка, не змінюючи фокусної віддалі аерофотоапарата, дає можливість збільшити ширину смуги фотографування на маршруті, скоротити кількість маршрутів і аерознімків, а також вартість аерофотознімання. Для оновлення карт масштабів 1:10000, 1:25000, 1:50000 встановлені наступні масштаби аерофотознімання : 1:14000, 1:20000-1:25000, 1:30000-1:35000, використовуючи аерофотоапарати з  $f_k$  – 200, 140 і 100 мм, установлених на гіростабілізуючих установках. Для оновлення планів масштабів 1:5000 і 1:2000 аерофотознімання може виконуватись відповідно в масштабах 1:10000-1:12000 і 1:7000-1:8000 аерофотоапаратами з  $f_k=350$  і 500 мм. На ділянках, де необхідно виправляти рельєф, необхідно виконувати повторне аерофотознімання фотоапаратом з  $f_k=70$  мм.

#### **12.4. Планова та висотна основа для оновлення топографічних карт**

Планово-висотна геодезична основа є необхідною опорою мереж фотограмметричного згущення, які забезпечують кожний аерознімок опорними точками для трансформування і орієнтування на карті при її виправленні.

Плановою основою при оновленні карт є геодезичні пункти і точки знімальної мережі (опознаки), за допомогою яких складалася карта, яка оновлюється. Висотною основою служать геодезичні пункти, репери нівелювання, точки знімальної мережі (висотні і планово-висотні опознаки) старого знімання, а також висоти точок підписані на карті (в тих місцях, де рельєф залишився незмінний).

Фотограмметрична планова основа створюється в тих випадках, коли для оновлення карт необхідне трансформування аерознімків і монтаж фотопланів, якщо зміст карти виправляється на універсальних приладах, а також для оцінки точності карт, якщо трансформування аерознімків не виконується, а орієнтування їх на карті можна виконати за допомогою контурних точок, які збереглися, фотограмметричне згущення не виконується. Спосіб планового фотограмметричного згущення вибирають залежно від рельєфу місцевості і густоти визначуваних опорних точок.

При оновленні карт прийомами мензульного знімання плановою основою служать зображені на карті геодезичні пункти, які збереглися на місцевості, місцеві предмети-орієнтири і тверді контури (перехрестя доріг, вершини курганів і т. д.), а висотними – геодезичні пункти, нівелірні знаки і підписані на карті відмітки висот характерних точок рельєфу та твердих контурів.

Геодезичні пункти нових державних триангуляційних і полігонометричних мереж, побудованих після створення карти, яка підлягає оновленню, обов'язково включаються, як планова і висотна основа.

#### **12.5. Підготовчі роботи**

Підготовчі роботи починають з часу одержання завдання на оновлення карт.

У підготовчі роботи входять:

1. Збір і систематизація аерофотознімальних, геодезичних, картографічних і літературно-довідкових матеріалів, необхідних для оновлення карт, а також визначення можливості їх використання.

2. Перевірка точності оновлюваних карт, визначення кількості і характеру змін, які відбулися на місцевості.

3. Складання технічного проекту, проекту камеральних робіт і редакційних вказівок щодо оновлення карт.

4. Складання робочих проектів оновлення карт на кожний номенклатурний аркуш.

### ***12.5.1. Збір і систематизація матеріалів***

Матеріали, які використовуються для оновлення топографічних карт, поділяють на основні і допоміжні. До основних матеріалів відносяться:

1. Видавничі або упорядковані оригінали оновлюваних карт з формулярами.

2. Каталоги координат і висот геодезичних пунктів, пунктів нівелювання всіх класів і точок знімальної мережі.

3. Матеріали аерофотознімання, виконані для оновлення карт.

4. Тиражні відбитки оновлюваних карт і карт більш крупних масштабів останніх років видання (якщо вони є).

5. Аерознімки з точками польової підготовки, які визначались для створення оновлюваної карти, а також еталони або зразки дешифрування аерознімків.

До допоміжних матеріалів відносяться:

1. Технічні звіти, технічні проекти і редакційні вказівки топографічних робіт, які раніше виконувались у цьому районі.

2. Чергові карти з даними про зміни місцевості.

3. Спеціальні плани і карти (плани земель сільських рад і планшети лісотаксації, схеми адміністративних меж і т. д.).

4. Літературно-довідкові матеріали (довідники адміністративно-територіального поділу), довідники міністерства шляхів сполучення, міністерства морського і річкового флотів, гідрометеослужби тощо.

Чергові карти, спеціальні карти і плани, а також літературно-довідкові матеріали використовують для доповнення карт відомостями, які відсутні в основних матеріалах. Ступінь довіри до допоміжних матеріалів встановлюється на основі вивчення методики їх створення, а також повнотою вміщеної у них інформації. Зібрані для використання при оновленні карт картографічні і аерофотознімальні матеріали систематизують блоками і аркушами оновлюваних карт, а геодезичні - згідно об'єктів робіт. Наявність основних і допоміжних матеріалів на кожному аркуші оновлюваної карти відображують на схемах робіт.

### ***12.5.2. Технічний проєкт***

Після вивчення району робіт і аналізу вихідних матеріалів розробляють технічний проєкт. Технічний проєкт робіт з оновлення карт у межах певного району складається відповідно з технічним завданням.

У технічному проєкті відображують: цільове призначення проєктних робіт; межі і площу об'єкта, масштаб, рік знімання оновлюваної карти; характеристика фізико-географічних умов району; умови виконання аерофотознімання або використання матеріалів уже виконаної аерофотознімання; характеристику оновлюваної карти, її сучасність і придатність для оновлення, наявність і порядок використання пунктів планово-висотної основи при оновленні карт; прийняті для оновлення карти методи і технологія процесів, перелік матеріалів, які повинні бути здані після

виконання польових і камеральних робіт; кошторис на виконання польових і камеральних робіт.

При визначенні методів і технології робіт з оновлення карт повинно бути враховано, яким способом і за якими вихідними матеріалами слід наносити на карту зміни, що відбулись на місцевості, і на якій картографічній основі виконувати її оновлення. Методи і технологія робіт прийняті для оновлення карт повинні забезпечувати:

1. Можливість нанесення на карту всіх змін і виправлення помилково зображених на оновленій карті контурів і рельєфу з точністю вимог інструкції щодо оновлення карт.

2. Покращання змісту карти і приведення її в повну відповідність з місцевістю за всіма елементами.

3. Мінімальний об'єм польових і камеральних робіт, необхідних для оновлення карт.

### ***12.5.3 Проект камеральних робіт***

За підсумками підготовчих робіт і на підставі технічного проекту оновлення карт складають проект камеральних робіт.

У проекті відображуються питання, які відносяться до організації і технології камеральних робіт, а також перелік матеріалів, які повинні бути здані для польового обстеження.

### ***12.5.4 Редакційні вказівки***

Редагування карт – це науково-технічне керівництво процесом складання оригіналів топографічних карт на всіх етапах, скероване на забезпечення високої якості змісту і оформлення карт. У процесі підготовчих робіт вивчається район робіт, основні та допоміжні матеріали і на їх основі складають редакційні вказівки. Редакційні вказівки складають у короткій текстовій формі і за необхідності супроводжують потрібними ілюстраціями у вигляді умовних знаків, таблиць, схем. Редакційні вказівки містять чіткі і конкретні рекомендації щодо відображення елементів змісту карт, типу ландшафтів та специфічних особливостей району без повторення загальних положень інструкції. За текстом вказівки доцільно розташовувати послідовно за елементами змісту карти: гідрографія, рельєф, населені пункти і т. д. та викладають конкретні рекомендації використання матеріалів під час камерального дешифрування аерознімків, виправлення оригіналів карт, особливостям застосування умовних знаків для зображення об'єктів, які змінилися, написів нових назв, зведення рамок і т. д.

Після закінчення камерального виправлення карт редакційні вказівки доповнюються рекомендаціями щодо польового обстеження, збору і перевірки географічних назв, пояснювальних підписів та характеристик об'єктів місцевості, яких не вистачає. Редакційний контроль виконується з метою:

1. Правильного використання основних і допоміжних матеріалів.

2. Дотримання прийнятої технології робіт, вимог інструкції щодо оновлення карт, умовних знаків і редакційних вказівок.

3. Виконання однакового зображення однотипних об'єктів місцевості.

4. Запобігання можливості нанесення помилкових даних, внесення помилок у зображення елементів місцевості.

5. Грамотного виконання робіт, зведення рамок карт і меж об'єктів робіт.

## **12.6. Камеральне дешифрування аерознімків та складання проєкту польового обстеження**

Дешифрування аерознімків – основна ланка у всій технологічній схемі оновлення карт. Саме в процесі дешифрування зміст карти приводиться у відповідність з сучасним станом місцевості і виключається елемент її моральної старості: карта оформлюється в нових (діючих) умовних знаках. Дешифрування аерознімків при оновленні карт спирається на більшу кількість даних, ніж при зніманні, а саме дешифрування не відрізняється особливою специфікою. Порядок дешифрування звичайний, а обсяг робіт обмежений тією частиною ситуації, яка змінилася.

Після вивчення технічного проєкту і редакційних вказівок розпочинають дешифрування. Результати дешифрування фіксують при виправленні карти за допомогою фотопланів – на фотопланах.

При дешифруванні аерознімки детально звіряють з оновлюваною картою і з іншими існуючими матеріалами обмеженими чіткими контурами або різко вираженими формами рельєфу. Спочатку перевіряють повноту і правильність зображення на карті контурів, місцевих предметів і їх взаємне розташування, а потім характеристики об'єктів та застосування заповнюючих умовних знаків. Одночасно перевіряють правильність зображення на карті форм рельєфу, продивляючись аерознімки стереоскопічно. Використовуючи прямі і непрямі ознаки, визначають у першу чергу контури і предмети місцевості, що впевнено розпізнаються на аерознімках, а потім, використовуючи допоміжні картографічні і літературно-довідкові матеріали, дешифрують решту об'єктів місцевості. При оновленні карт на фотопланах і при складанні окремих ділянок карт заново дешифруються і викреслюються заново всі зображені на аерознімку об'єкти місцевості, нанесення яких на карту передбачається інструкцією з топографічного знімання і таблицями умовних знаків. Контури і місцеві предмети, які невпевнено розпізнаються на аерознімках, а також об'єкти, що мають місце на оновлюваних картах, але не зображені на аерознімках (труби на насипах, кілометрові стовпи і т.д.), і об'єкти, для яких потрібно з'ясувати характеристики або назви, відмічаються на робочому проєкті (тиражний відбиток карти або кальки) для перевірки їх на місцевості при польовому обстеженні.

При дешифруванні на аерознімках викреслювання дозволяється виконувати спрощеними – умовними знаками. Наприклад: контури рослинності викреслюють не пунктиром, а суцільними лініями жовтого кольору, чіткі лінійні контури (дороги, просіки, лінії електропередач і т. д.)

викреслюють не повністю, а тільки на кінцях їх перетину і на поворотах, на площах зображення рослинності та ґрунтів замість заповнюючих умовних знаків пишуть пояснювальні підписи “луг”, “ліс”, “пісок” і т. д.

### ***12.6.1. Проект польового обстеження (робочий проект)***

Складається виконавцем, який виконує дешифрування аерознімків на кожний аркуш оновлюваної карти. Проект складають на тиражному відбитку аркуша карти або на кальці, накладеній на оригінал оновлюваної карти.

Під час камерального дешифрування на робочому проекті відмічають положення об'єктів, які дешифруються невпевнено; предмети, які не зобразились на аерознімках, але є на допоміжних матеріалах; предмети для яких необхідно визначити або перевірити характеристики і т. д. У цілому на закінченому робочому проекті відмічають пункти державної геодезичної мережі і репери нівелювання; об'єкти і контури, які підлягають перевірці, уточненню або дозніманню; маршрути польового обстеження, розташування перехідних точок для перевірки точності карти і дознімання нових об'єктів і визначають обсяг робіт для даного аркуша карти. На полях проекту поміщають короткі текстові вказівки і таблицю, у якій перераховують запроєктовані польові роботи і необхідний час для їх виконання (за нормами). Робочий проект затверджується керівництвом експедиції.

## **12.7. Польове обстеження камерально виправлених оригіналів карт**

Обсяг і характер польових робіт залежить від кількості змін, які сталися на місцевості, а також від технології оновлення карти і визначається затвердженим робочим проектом. Для польових робіт подають наступні матеріали: камерально виправлені оригінали карт; формуляри аркушів карти; вкопіювання зведень по рамках; проект польового обстеження; каталоги координат геодезичних пунктів і висот реперів нівелювання; комплект аерознімків.

При польовому обстеженні камерально виправлених оригіналів карт необхідно виконати нанесення на карту об'єктів, які не зобразилися на аерознімках, а також змін, які сталися після виконання аерофотознімання; польову перевірку об'єктів місцевості, які під час камерального виправлення оригіналу були віддешифровані невпевнено, збирання недостаючих і перевірку географічних назв, які підписані на карті, а також кількісних і якісних характеристик об'єктів місцевості. Крім цього, виконують контроль результатів камерального дешифрування. На всіх фотопланах перевіряють розташування нерозпізнаних на аерознімках геодезичних пунктів, а також геодезичні пункти і нівелірні знаки, визначені після створення оновлюваної карти, які заздалегідь нанесені за координатами на оригінал, що оновлюється відносно найближчих контурів місцевості. Польове обстеження камерально виправленої карти виконується за маршрутами, наміченими на робочому проекті, уважно порівнюють оновлювану карту і аерознімки з місцевістю та вносять необхідні уточнення, виправлення і доповнення.

Дознімання об'єктів, які не зобразились на аерознімках або з'явилися після аерофотознімання, виконують прийомами тахеометричного знімання з перехідних точок, визначених від геодезичних пунктів. Перехідні точки можуть бути вибрані також на чітких контурах фотоплану з польовою перевіркою їх розташування відносно геодезичних пунктів та інших перехідних точок, а при неможливості спостереження пунктів – відносно декількох упевнено розпізнаних контурів. Розташування нових об'єктів визначають полярним способом, засічками, промірами від трьох найближчих точок. При зборі відсутніх і перевірці нанесених на карті кількісних і якісних характеристик об'єктів місцевості особлива увага приділяється об'єктам, які характеризують прохідність, а також захисні маскувальні властивості місцевості (дороги, мости, броди, ріки, болота і т. д.). Усі доповнення і виправлення викреслюють тушшю. В процесі польових робіт повинно бути виконано обстеження пунктів державної геодезичної і нівелірної мереж.

## **12.8. Технологічні варіанти періодичного оновлення карт**

Сучасна технологія оновлення топографічних карт і планів передбачає різні варіанти, пов'язані з особливостями картографованої місцевості, кількістю і значимістю змін, використанням матеріалів, видом основи, на якій виконується виправлення.

### **12.8.1. Оновлення карт на основі нових фотопланів**

У рівнинних та пласкорівнинних районах, де відбулись значні зміни ситуації (більше 40%), планова частина карти створюється заново – шляхом виготовлення нових фотопланів, Дешифрування і викреслювання зображення віддешифрованої ситуації виконується повністю заново на світокопії фотоплану з використанням комплекту аерознімків, карти і матеріалів картографічного значення в нових умовних знаках.

Інколи дешифрування виконують на аерознімках або фотосхемах з подальшим перенесенням результатів дешифрування на фотоплан. Зображення рельєфу переносять на фотоплан з видавничого оригіналу оновлюваної карти. Зображення рельєфу на новий фотоплан переносять способами фотомеханічного вдрукування з оригіналу оновлюваної карти шляхом оптичного проєктування горизонталей, використовуючи стереофотограмметричні прилади або методом копіювання. Копіювання передбачає перекреслювання горизонталей з оригіналу на восківку, яку потім суміщають за координатною сіткою з фотопланом, і переносять горизонталі на його план через копіювальний папір або шляхом перетискання. Виявлені зміни або спотворення рельєфу виправляють стереометадами або методом комбінованого знімання.

### **12.8.2. Оновлення шляхом виправлення копій оригіналів карт**

Оновлення виконується:

1. За допомогою окремих аерознімків, трансформованих або гіростабілізованих і приведених до масштабу карти.
2. За допомогою ортофотознімків.



Виправлення за допомогою окремих аерофотознімків застосовується при оновленні карт рівнинних і вкритих горбами районів, де зміни на місцевості не перевищують 40%, а контури, які збереглися, забезпечують достатньо точне орієнтування аерознімків по карті. Суміщення зображень аерознімків з основою виконується за точками фотограмметричної мережі, нанесеними на основу і аерознімки за сукупністю чітких контурів.

Фотоплани виготовляють при оновленні карт рівнинних і вкритих горбами районах з одноманітними степовими, болотними, лісними, пустинними ландшафтами, які мають на аерознімках однорідне слабконтрастне фотозображення з малою кількістю добре розпізнавальних об'єктів та чітко виражених контурів. У таких випадках прив'язка окремих аерознімків, їх трансформування і орієнтування за контурними точками не забезпечується. Зображення ситуації, яка змінилася, дешифрують та викреслюють на фотоплані і безпосереднім копіюванням переносять на прозору штрихову копію карти. Суміщення фотоплану і копії виконується за точками фотограмметричної мережі, по координатній сітці, рамках трапеції і спільних контурах.

Виправлення карт за допомогою ортофотознімків виконується в районах із значними перевищеннями, де виготовлення фотопланів по зонах нерентабельне. Зображення рельєфу спостерігають стереоскопічно, підставляючи другий аерознімок стереопари.

### ***12.8.3. Виправлення карт за моделлю місцевості на стереофотограмметричних приладах***

Застосовується при оновленні карт гірських районів. Для виправлення карти на універсальному приладі виконують взаємне і зовнішнє орієнтування аерознімків. Масштабування і горизонтування моделі виконують за чіткими контурами, які не змінилися, а якщо їх недостатньо – за точками фотограмметричного згущення. Для горизонтування моделі використовують точки висотні відмітки яких підписані на карті (в найбільш пологих місцях). Після орієнтування моделі виконують виправлення копії карти. Для цього нові контури і контури, які змінилися, обводять за моделлю вимірною маркою приладу, а потім викреслюють на копії карти. Контури і об'єкти, які не збереглися, вилучають. При виникненні на окремих ділянках карти, яку оновлюють, істотних змін рельєфу виконується часткове стереознімання рельєфу на універсальних приладах.

### **12.9. Обстеження пунктів державної геодезичної мережі**

Обстеження пунктів державної геодезичної і нівелірної мереж під час польових робіт виконується з метою перевірки їх стану, збереження зовнішнього знака, верхнього центра, орієнтирних пунктів і окопки. Пошук пунктів на місцевості виконують по карті і опису розташування знаків нівелювання. Якщо зовнішній знак зберігся, то визначають його придатність для спостереження.

Утраченими вважаються пункти і репери, якщо утрачені (зруйновані, деформовані, заорані) їх нижні центри. Пункти, на яких не збереглися зовнішні знаки і верхні центри, на оригіналах карти показують своїми умовними знаками, а у формулярі аркуша карти пишуть, що їх не знайдено (але не втрачено).

Результати обстеження пунктів геодезичної мережі записують у формуляр аркуша карти і складаються зведені відомості обстеження пунктів геодезичної мережі на район оновлення карт, які висилають у ДП «УкрДАГП».

### **12.10. Оформлення та здача матеріалів**

За результатами камерального дешифрування і польового обстеження виконують виправлення і оформлення оригіналів карт. При оновленні карти на фотоплані або голубій копії викреслюються в діючих умовних знаках усі елементи змісту карти, а при оновленні карти на коричневій (чорній) копії викреслюються тільки зміни ситуації. Викреслювання виконують трьома кольорами (контури – чорним; гідрографію – зеленим; рельєф – коричневим) відповідно до вимог до викреслювання знімальних оригіналів. На полях оригіналу оновленої карти з відповідної сторони рамки вказують, з якими матеріалами виконано зведення, дата виконання зведення і підписи тих, хто виконав і перевірів зведення. Під південною стороною рамки (з правої сторони) пишуть, за якими матеріалами виконано оновлення карти і дату оновлення. Після закінчення робіт на кожний номенклатурний аркуш оновлюваної карти оформлюють і здають наступні матеріали:

- ✓ Виправлений і зведений по рамках оригінал оновлюваної карти.
- ✓ Заповнений формуляр карти.
- ✓ Комплект аерознімків, які використовувались при оновленні карти.
- ✓ Робочий проєкт оновлення карти.
- ✓ Відомість обстеження геодезичних пунктів.
- ✓ Відомість географічних назв.
- ✓ Викопіювання зведень по рамках.
- ✓ Акти контролю і приймання робіт.

### **Питання для самоконтролю до теми 12.**

1. Мета оновлення топографічних карт і вимоги до оновлених карт.
2. Способи оновлення топографічних карт.
3. Суть аерофотознімання.
4. Планова та висотна основа для оновлення топографічних карт.
5. Підготовчі роботи.
6. Камеральне дешифрування аерознімків та складання проєкту польового обстеження.
8. Технологічні варіанти періодичного оновлення карт.
9. Обстеження пунктів державної геодезичної мережі.
10. Оформлення та здача матеріалів.

## **ЛЕКЦІЯ 24-25. Тема 13. Основи теорії помилок вимірювань**

1. Теорія помилок вимірювань.
2. Методи вимірювання.
3. Класифікація помилок і причини їх виникнення.
4. Випадкові помилки вимірювань та їх властивості.
5. Оцінка точності результатів безпосередніх вимірювань.
6. Середні квадратичні помилки функцій безпосередньо виміряних величин.
7. Арифметична середина.
8. Середня квадратична помилка арифметичної середини.
9. Ймовірніші помилки.
10. Середня квадратична помилка одного вимірювання і середня квадратична помилка арифметичної середини, виражені через ймовірніші помилки.
11. Опрацювання результатів ряду рівноточних вимірювань.
12. Оцінка точності результатів за різницями подвійних рівноточних вимірювань.
13. Нерівноточні вимірювання. Загальна арифметична середина.
14. Поняття і визначення ваги. Властивість ваг вимірювань.
15. Середня квадратична помилка одиниці ваги і загальної арифметичної середини.
16. Середня квадратична помилка одиниці ваги і загальної арифметичної середини, обчислені за ймовірнішими помилками.
17. Опрацювання результатів ряду нерівноточних вимірювань.
18. Ваги функцій виміряних величин.
19. Оцінка точності результатів за різницями подвійних нерівноточних вимірювань.

*Література: Грабовий В.М. Геодезія : навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (299-332)*

### **13.1. Теорія помилок вимірювань**

“Теорія помилок вимірювань” займається:

- Вивченням причин виникнення різних помилок вимірювань і їх закономірністю. Це необхідно знати для вилучення із результатів вимірювань помилок, щоб уміти визначити їх середню величину, якщо вилучити їх повністю із результатів вимірювань неможливо.
- Визначенням найбільш надійного остаточного результату вимірюваної величини за результатами багаторазових вимірювань однієї і тієї ж величини, тобто найбільш ймовірного значення вимірюваної величини.
- Оцінкою точності результатів вимірювань.
- Встановленням допусків при вимірюванні однієї і тієї ж величини.

### **13.2. Методи вимірювання**

Виміряти величину – це означає порівняти її з іншою величиною, прийнятою за одиницю вимірювання. Якщо шукану величину вимірюють безпосередньо, то таке вимірювання називається прямим або безпосереднім.

Якщо значення шуканої величини одержано не прямо із вимірювань, а посередньо, шляхом обчислення на підставі математичної залежності між величиною, яка визначається, і безпосередньо виміряними величинами, то такі вимірювання називаються посередніми або непрямими. Наприклад, визначення недоступної відстані.

У випадках, коли заздалегідь відомо, що зрівноважені значення вимірюваних величин повинні точно задовольняти певним теоретично обґрунтованим умовам, то такі вимірювання називаються умовними.

Наприклад, сума вимірених кутів плоского трикутника повинна дорівнювати  $180^\circ$ . Крім цього, за якістю вимірювання бувають рівноточні і нерівноточні.

Вимірювання, одержані в однакових умовах і які мають однакову точність, називаються рівноточними, а в протилежному випадку їх називають нерівноточними. Умови вимірювання вважаються однаковими, якщо вимірювання виконувалися одним і тим же інструментом або однаковими за точністю інструментами, однією і тією ж особою або особами з однаковим досвідом, одними і тими ж методами та при однакових зовнішніх умовах.

### 13.3. Класифікація помилок і причини їх виникнення

При вимірюванні однієї і тієї ж величини декілька раз ми одержимо її величини близькі за значенням, але вони будуть відрізнятися між собою, тобто ми одержимо кожне вимірювання з деякою помилкою.

Під помилкою  $\Delta$  результату вимірювання  $l$  розуміють різницю між цим результатом вимірювання і дійсним значенням  $x$  вимірюваної величини, тобто  $\Delta = l - x$  або іншими словами – відхилення результату вимірювання величини від її дійсного значення називається помилкою вимірювання.

Помилки вимірювань, залежно від джерела їх виникнення, поділяють на:

1. Інструментальні.
2. Особисті.
3. Зовнішні або помилки середовища.

Перші виникають від недосконалості інструментів, другі – від недосконалості органів відчуття людини, треті – від впливу навколишніх умов – температури, вологості повітря, вітру, освітлення, кривини Землі, сили ваги тощо.

За характером і властивостями помилки поділяють:

1. Систематичні помилки – помилки, які при повторних вимірюваннях в однакових умовах входять у результати вимірювань за визначеним правилом, тобто зберігають величину і знак. До таких відносяться інструментальні помилки за рахунок недосконалості інструментів або поганої перевірки, помилки за зміну навколишніх умов та особисті.

2. Випадкові помилки – помилки, знак і величина яких не постійні, тобто не систематичні і не можуть бути установлені заздалегідь.

3. Грубі помилки – це прорахунки і промахи при вимірюваннях, тобто відхилення значення вимірюваної величини від дійсного більше допустимої

величини для цього інструмента. Грубі помилки виявляються повторними вимірюваннями і помилкове вимірювання замінюється новим.

### 13.4. Випадкові помилки вимірювань та їх властивості

Випадкові помилки неминучі у всіх процесах вимірювань, вони не ліквідуються. Причини появи випадкових помилок – недосконалість людських органів відчуття (ока), навколишні умови (коливання повітря, освітленість спостережуваного предмета), недосконалість конструкції, юстування інструментів і т. д. На одну і ту саму випадкову помилку завжди впливає декілька факторів і при повторних спостереженнях випадкові помилки, як правило, змінюють знак та величину.

Точність результатів вимірювань залежить в основному від дії випадкових помилок, тому їх необхідно намагатися звести до мінімуму.

Із практики вимірювань встановлено, що випадкові помилки підпорядковуються дії деяких загальних законів і мають такі властивості:

1. Властивість обмеження, тобто при даних умовах вимірювань абсолютні величини випадкових помилок не перевищують відомої границі, а саме  $|\Delta| \leq \Delta$  гран. Величина границі залежить від умов, у яких виконуються вимірювання.

2. Властивість унімодалності, тобто малі за абсолютною величиною випадкові помилки зустрічаються в даному ряду вимірювань частіше, ніж великі.

3. Властивість симетричності, тобто рівні за абсолютною величиною випадкові помилки в даному ряду вимірювань, але протилежні за знаком, з'являються у вимірюваннях однаково часто.

4. Властивість компенсації, тобто середнє арифметичне з випадкових помилок однакової точності вимірювань однієї і тієї величини прямує до нуля, якщо число вимірювань прямує до нескінченності.

Якщо виміряна деяка величина, дійсне значення якої дорівнює “ $x$ ”, а результати її вимірювань одержали  $l_1, l_2, \dots, l_n$ , то випадкові помилки цих результатів вимірювань будуть відповідно дорівнювати:

$$\Delta_1 = l_1 - X$$

$$\Delta_2 = l_2 - X$$

.....

$$\Delta_n = l_n - X$$

Додаючи  $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_n$  на підставі третьої властивості випадкових помилок, одержимо в сумі величину рівну нулю, тобто при  $n \rightarrow \infty$  сума випадкових помилок в межах буде прямувати до нуля

$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{\Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_n}{n} = 0$  або, застосовуючи скорочене позначення сум,

можна написати  $\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{[\Delta]}{n} = 0$ .

На підставі властивостей випадкових помилок враховується їх вплив на результати вимірювань і оцінюють їх точність.

Оцінку точності виконують тільки при наявності декількох вимірювань.

### 13.5. Оцінка точності результатів безпосередніх вимірювань

Оцінку точності результатів багаторазових безпосередніх вимірювань одної і тієї ж величини можна виконувати різними способами.

#### 13.5.1. Середня помилка вимірювань

Якщо маємо ряд рівноточних вимірювань будь-якої величини  $l_1, l_2, \dots, l_n$  і її дійсне значення “ $x$ ”, то дійсні помилки результатів цих вимірювань будуть  $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_n$ .

Для висновку про точність вимірювань можна користуватись середньою помилкою “ $\theta$ ”.

Середньою помилкою називається середнє арифметичне із абсолютних значень випадкових помилок рівноточних вимірювань однієї і тієї ж величини, тобто  $\theta = \frac{|\Delta_1| + |\Delta_2| + \dots + |\Delta_n|}{n} = \frac{[\Delta]}{n}$ .

Наприклад: за результатами рівноточних вимірювань однієї і тієї ж величини одержали наступні дійсні помилки: +1, +2, 0, -6, -1, 0; то  $[\Delta] = 10$ ;

$$\theta = \frac{10}{6} = 1.67.$$

#### 13.5.2. Середня квадратична помилка

Щоб збільшити вплив окремих великих помилок на результат оцінки точності ряду спостережень, використовують середню квадратичну помилку.

$$m^2 = \frac{\Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \dots + \Delta_n^2}{n} = \frac{[\Delta^2]}{n}$$

$$m = \pm \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{n}}$$

Ця формула відома в літературі під назвою формули Гаусса. Цією формулою користуються у тих випадках, коли відомі дійсні помилки, а вимірювання рівноточні.

Для доведення викладеного вище порівняємо два ряди вимірювань і виконаємо оцінку точності, користуючись формулами середньої і середньої квадратичної помилок

№	1-й ряд		2-й ряд	
	$\Delta$	$\Delta^2$	$\Delta$	$\Delta^2$
1	+1	1	-2	4
2	+2	4	+3	9
3	0	0	-3	9
4	-6	36	+1	1
5	-1	1	+2	4
6	0	0	+1	1
	$[\Delta]$	$[\Delta^2]$	$[\Delta]$	$[\Delta^2]$

$$\theta_1 = 1.67$$

$$\theta_2 = 2.00$$

$$m_1 = \pm 2.65$$

$$m_2 = \pm 2.16$$

Чим менша середня квадратична помилка,

тим точніший ряд вимірювань. Крім нього дослідженнями доведено, що  $m = 1.2530$ , а гранична помилка, яка може виникнути в ряду вимірювань при однакових умовах дорівнює потроєній середній квадратичній помилці, тобто  $\Delta_{гран} = \pm 3m$ .

Іноді при підвищених вимогах до точності вимірювань величину граничної помилки беруть рівною:  $\Delta_{гран} = \pm 2m$ .

### 13.5.3. Абсолютна і відносна помилки

Випадкову, середню квадратичну і середню помилки інколи називають абсолютними помилками.

За величиною абсолютної помилки важко оцінити точність лінійних вимірювань. Тому, на відміну від абсолютних, застосовують відносні помилки, які зображують відношенням абсолютних помилок до значення відповідних величин. Відношення середньої квадратичної помилки до вимірюваного значення величини називається відносною середньою квадратичною помилкою.  $\frac{m}{l} = \frac{1}{N}$  Відносну помилку використовують для оцінки точності лінійних вимірювань. Відносні помилки прийнято виражати дробами, чисельники яких дорівнюють одиниці.

Наприклад: довжина лінії  $l=312.271$  м поміряна з середньою квадратичною помилкою  $m=\pm 0.0025$  м, то відносна середня квадратична помилка результатів вимірювання буде:  $\frac{m}{l} = \frac{0.025}{312.271} = \frac{1}{312.271 : 0.025} \approx \frac{1}{12400}$

Відношення граничної середньої квадратичної помилки до вимірюваної величини називається граничного відносною помилкою.

$$\frac{\Delta_{гран}}{l} = \frac{1}{N_{гран}}$$

### 13.6. Середні квадратичні помилки функцій безпосередньо виміряних

Шукана величина не завжди може бути виміряна безпосередньо. В таких випадках її доводиться знаходити посереднім шляхом. Наприклад, неможливо виміряти безпосередньо суму кутів у трикутнику, але її можна визначити, додавши всі безпосередньо виміряні кути. В цьому випадку сума кутів трикутника буде функцією окремих незалежних одне від одного спостережень. Тому виникає питання, як визначити середню квадратичну помилку функції, коли відомі середні квадратичні помилки окремих вимірювань.

За формулою Гаусса  $m = \pm \sqrt{\frac{\Delta^2}{n}}$  можна оцінювати тільки безпосередньо виміряні величини, але нього недостатньо для висновків про точність обчисленої величини.

Виведемо формули для визначення середньої квадратичної помилки найпростіших функцій безпосередньо виміряних величин.

1. Нехай шукана величина  $U$  є функцією виду:

$$U = KI \quad (1)$$

$K$  – постійне число

$l$  – безпосередньо виміряна величина

$m_l$  – середня квадратична помилка виміряної величини  $l$

Нехай  $\Delta l$  і  $\Delta U$  – дійсні помилки аргументу  $l$  і функції  $U$ .

Знайдемо залежність між ними. Якщо  $l$  зміниться на величину  $\Delta l$ , то  $U$  одержить відповідно зміну  $\Delta U$ , тобто

$$U + \Delta U = K(l + \Delta l) \quad (2)$$

Розв'язуючи два рівняння (1) і (2), одержимо

$$\Delta U = K\Delta l \quad (3)$$

Якщо величина  $l$  вимірювалась  $n$  разів, то одержимо  $n$  рівнянь типу (3)

$$\Delta U_1 = K\Delta l_1$$

$$\Delta U_2 = K\Delta l_2$$

.....

$$\Delta U_n = K\Delta l_n$$

Обидві частини кожного з цих рівнянь піднесемо до квадрата, додамо їх і поділимо на  $n$

$$\Delta U_1^2 = K^2 \Delta l_1^2$$

$$\Delta U_2^2 = K^2 \Delta l_2^2$$

.....

$$\Delta U_n^2 = K^2 \Delta l_n^2$$

$$\frac{[\Delta U^2]}{n} = K^2 \frac{[\Delta l^2]}{n}$$

$$\frac{[\Delta U^2]}{n} = K^2 \frac{[\Delta l^2]}{n} \quad (4)$$

але згідно з формулою Гаусса

$$\frac{[\Delta U^2]}{n} = m_U^2 \quad \frac{[\Delta l^2]}{n} = m_l^2 \quad \text{і рівняння (4) можна записати так}$$

$$m_U^2 = K^2 m_l^2 \quad \text{або} \quad m_U = \pm K m_l \quad (5)$$

тобто, середня квадратична помилка добутку постійного коефіцієнта на значення аргументу дорівнює добуткові цього коефіцієнта на середню квадратичну помилку аргументу.

Наприклад: відстань визначена за допомогою ниткового оптичного віддалеміра, коефіцієнт віддалеміра  $K=100$ ; відлік по рейці виконано з помилкою  $m_l = \pm 1$  см. Визначити середню квадратичну помилку відстані  $D$ . Віддалемірна відстань визначається за формулою  $D = Kl$  тобто вона є функцією виду  $U = Kl$  і, користуючись формулою  $m_u = \pm K m_l$ , одержимо  $m_D = \pm 100 \times 1 \text{ см} = 100 \text{ см} = \pm 1 \text{ м}$ .

1. Додавання та віднімання виміряних величин.

Нехай шукана величина є функцією виду:

$$U = l_1 + l_2 \quad (6)$$



$l_1$  і  $l_2$  – безпосередньо виміряні величини, а  $U$  – функція суми. Дійсні помилки величин  $l_1$ ;  $l_2$  і  $U$  будуть відповідно дорівнювати  $\Delta l_1$ ;  $\Delta l_2$  і  $\Delta U$ . Якщо  $l_1$  змінити на величину  $l_1 + \Delta l_1$ , а  $l_2$  на величину  $l_2 + \Delta l_2$  то  $U$  зміниться на величину  $\Delta U$  тоді нові значення аргументів і функції будуть:  $l_1 + \Delta l_1$ ;  $l_2 + \Delta l_2$  і  $U + \Delta U$ . Підставимо ці значення в функцію (6) одержимо:

$$U + \Delta U = (l_1 + \Delta l_1) + (l_2 + \Delta l_2) \quad (7)$$

Розв'язуючи два рівняння (6) і (7), одержимо:

$$\Delta U = \Delta l_1 + \Delta l_2 \quad (8)$$

Якщо величини  $l_1$  і  $l_2$  вимірювались  $n$  разів, то одержимо  $n$  рівнянь типу (8)

$$\Delta U_1 = \Delta l_1' + \Delta l_2'$$

$$\Delta U_2 = \Delta l_1'' + \Delta l_2''$$

.....

$$\Delta U_n = \Delta l_1^n + \Delta l_2^n$$

Піднесемо ці рівняння до квадрата, додамо їх і поділимо на  $n$ .

$$\Delta^2 U_1 = \Delta^2 l_1' + \Delta^2 l_2' + 2\Delta l_1' \Delta l_2'$$

$$\Delta^2 U_2 = \Delta^2 l_1'' + \Delta^2 l_2'' + 2\Delta l_1'' \Delta l_2''$$

.....

$$\Delta^2 U_n = \Delta^2 l_1^n + \Delta^2 l_2^n + 2\Delta l_1^n \Delta l_2^n$$

$$\begin{aligned} [\Delta^2 U] &= [\Delta^2 l_1] + [\Delta^2 l_2] + [2\Delta l_1 \Delta l_2] \\ [\Delta^2 U] &= \frac{[\Delta^2 l_1]}{n} + \frac{[\Delta^2 l_2]}{n} + \frac{[2\Delta l_1 \Delta l_2]}{n} \end{aligned} \quad (9)$$

але  $\frac{[\Delta^2 U]}{n} = m_U^2$ ;  $\frac{[\Delta^2 l_1]}{n} = m_{l_1}^2$ ;  $\frac{[\Delta^2 l_2]}{n} = m_{l_2}^2$ , а на підставі четвертої властивості випадкових помилок  $\frac{[\Delta l_1]}{n} \rightarrow 0$ ;  $\frac{[\Delta l_2]}{n} \rightarrow 0$ . Тому рівняння (9) можна записати в такому вигляді:

$$m_U^2 = m_{l_1}^2 + m_{l_2}^2; \quad m_U = \pm \sqrt{m_{l_1}^2 + m_{l_2}^2}$$

Міркуючи подібним способом, знайдемо середню квадратичну помилку функції різниці  $U = l_1 - l_2$  виміряних величин

$$m_U = \pm \sqrt{m_{l_1}^2 + m_{l_2}^2} \quad (10)$$

Як бачимо, залежність між середньою квадратичною помилкою суми і середньою квадратичною помилкою різниці двох аргументів виражається однією і тією формулою, тобто – середні квадратичні помилки алгебраїчної суми і різниці двох аргументів дорівнюють кореню квадратному з суми квадратів середніх квадратичних помилок аргументів.

Наприклад: кути  $\alpha$  і  $\beta$  виміряно з середніми квадратичними помилками  $m_\alpha = \pm 3''$  і  $m_\beta = \pm 5''$ .

Визначити середню квадратичну помилку  $m_\gamma$  суми цих кутів

$$\gamma = \alpha + \beta$$

Користуючись формулою (10) маємо:  $m_\gamma = \sqrt{m_\alpha^2 + m_\beta^2} = \sqrt{3^2 + 5^2} = \pm 5.8''$

Якщо  $m_{l_1} = m_{l_2} = \dots = m_l$ ,

то в цьому випадку формула (10) буде мати вигляд

$$m_U = m_l \sqrt{2}, \quad (11)$$

тобто, середня квадратична помилка алгебраїчної суми або різниці двох вимірних з однаковою точністю величин у  $\sqrt{2}$  разів більша за середню квадратичну помилку одного доданка.

Наприклад: обчислити середню квадратичну помилку кута, визначеного як різницю двох відліків, якщо середня квадратична помилка одного відліку дорівнює  $\pm 0.5'$ ;

Користуючись формулою (11), маємо:

$$m_U = \pm 0.5' \sqrt{2} = 0.5' \times 1.4 = \pm 0.7'$$

Якщо шукана величина є алгебраїчною сумою або різницею довільної кількості величин, тобто  $U = l_1 \pm l_2 \pm \dots \pm l_n$ , то міркуючи подібним способом, можна записати:

$$m_U = \pm \sqrt{m_{l_1}^2 + m_{l_2}^2 + \dots + m_{l_n}^2}, \quad (12)$$

тобто середня квадратична помилка суми або різниці  $n$  вимірних величин дорівнює кореню квадратному із суми квадратів середніх квадратичних помилок всіх величин.

В окремому випадку, коли всі аргументи даної функції мають однакову середню квадратичну помилку, тобто  $m_{l_1} = m_{l_2} = \dots = m_{l_n} = m_l$  то формула (12) буде мати вид:

$$m_U = \pm m_l \sqrt{n}, \quad (13)$$

і на підставі формули (13) можна записати, що середня квадратична помилка алгебраїчної суми або різниці  $n$  вимірних з однаковою точністю величин у  $\sqrt{n}$  разів більша за середню квадратичну помилку одної величини.

Наприклад: середня квадратична помилка відкладання лінії на папері за допомогою вимірника і масштабної лінійки  $\pm 0.2$  мм. Відклали на папері ламану лінію з 9 відрізків. Обчислити середню квадратичну помилку нанесення на папір усієї лінії. Користуючись формулою (13), маємо:

$$m_U = \pm 0.2 \text{ мм} \sqrt{9} = \pm 0.6 \text{ мм}.$$

Для обчислення середньої квадратичної помилки вимірювання кутів в триангуляції користуються нев'язками трикутників. Середня квадратична помилка суми кутів одного трикутника обчислюється за формулою Гаусса

$m_\Sigma = \pm \sqrt{\frac{V^2}{n}}$  тому, що нев'язки трикутників “ $v$ ” можна розглядати, як суму

дійсних випадкових помилок кутів трикутника, але середня квадратична помилка суми кутів трикутника є функцією суми трьох незалежних рівноточних вимірювань і її середня квадратична помилка обчислюється за формулою  $m_\Sigma = \pm m \sqrt{3}$ , де

$m$  – середня квадратична помилка вимірювання одного кута трикутника.

Виходить  $m = \frac{m_{\Sigma}}{\sqrt{3}}$ , або з урахуванням формули Гаусса одержимо:

$$m = \pm \sqrt{\frac{V^2}{3n}}$$

У цій формулі “ $v$ ” нев’язки трикутників,  $n$  – число трикутників.

Ця формула відома в літературі під назвою формули Ферреро.

### 2. Лінійна функція $U = K_1 l_1 \pm K_2 l_2 \pm \dots \pm K_n l_n$

У цьому виразі  $K_1; K_2 \dots K_n$  – постійні коефіцієнти, а  $l_1; l_2 \dots l_n$  – окремі незалежні величини (аргументи), визначені з середніми квадратичними помилками  $m_{l_1}; m_{l_2} \dots m_{l_n}$ .

У цьому випадку для оцінки точності використовують формулу:

$$m_U = \pm \sqrt{K_1^2 m_{l_1}^2 + K_2^2 m_{l_2}^2 + \dots + K_n^2 m_{l_n}^2} \quad (14)$$

тобто – середня квадратична помилка алгебраїчної суми або різниці добутків постійної величини на аргумент дорівнює кореню квадратному із суми квадратів добутків постійної величини на середню квадратичну помилку відповідного аргументу.

Якщо  $K_1 = K_2 = \dots = K_n = K$ , формула (14) буде мати вид:

$$m_U = \pm K \sqrt{m_{l_1}^2 + m_{l_2}^2 + \dots + m_{l_n}^2}, \quad (15)$$

а якщо вимірювані величини  $l_1; l_2 \dots l_n$  рівноточні і  $m_{l_1} = m_{l_2} = \dots = m_{l_n} = m_l$ ,

$$\text{тоді } m_U = \pm K m_l \sqrt{n}. \quad (16)$$

Наприклад: довжину лінії  $l$  вимірювали частинами оптичним нитковим віддалеміром, коефіцієнт віддалеміра  $K=100$ , а помилка відліку по рейці на першому відрізку лінії  $m_1 = \pm 2$  см; на другому  $m_2 = \pm 3$  см і на третьому  $m_3 = \pm 1$  см. Користуючись формулою (15), маємо

$$m_l = \pm 100 \sqrt{4 + 9 + 1} = \pm 100 \sqrt{14} = \pm 3.7 \text{ см.}$$

### 3. Функція загального виду: $U = f(l_1, l_2 \dots l_n)$

Величина  $U$  є функцією багатьох незалежних величин.

У цьому випадку для оцінки точності вимірювань користуються формулою:

$$m_U = \pm \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial l_1} m_{l_1}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial l_2} m_{l_2}\right)^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial l_n} m_{l_n}\right)^2} \quad (17)$$

тобто, середня квадратична помилка функції загального виду дорівнює кореню квадратному із суми квадратів добутків часткових похідних за кожним аргументом на середню квадратичну помилку відповідного аргументу.

Наприклад: виміряно дві сторони прямокутника

$$a=51.25 \text{ м і } b=25.42 \text{ м}$$

Середні квадратичні помилки цих сторін відповідно дорівнюють

$$m_a = \pm 0.03 \text{ м, а } m_b = \pm 0.02 \text{ м}$$

Визначити площу прямокутника і її середню квадратичну помилку.

$$P = ab = 51.25 \times 25.42 = 1302.76 \text{ М}^2$$

$$m_p = \sqrt{b^2 m_a^2 + a^2 m_b^2} = \sqrt{25.42^2 \times 0.03^2 + 51.25^2 \times 0.02^2} = \pm 1.28 \text{ М}^2$$

$$P = 1302.76 \text{ М}^2 \pm 1.28 \text{ М}^2$$

### 13.7. Арифметична середина

Якщо маємо ряд з  $n$  рівноточних вимірювань будь-якої величини, дійсне значення якої дорівнює  $x$ , а її виміряні значення:  $l_1; l_2 \dots l_n$ , то дійсні помилки кожного результату вимірювання будуть;

$$\begin{aligned} l_1 - X &= \Delta_1 \\ l_2 - X &= \Delta_2 \\ &\dots\dots\dots \\ l_n - X &= \Delta_n \end{aligned} \quad (1)$$

Додаючи почленно рівняння (1), одержимо:  
 $(l_1 + l_2 + \dots + l_n) - nX = (\Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_n)$  або, приймаючи скорочені позначення сум,  $[\Delta] = [l] - nX$

Звідси визначимо дійсне значення виміряної величини

$$X = \frac{[l]}{n} - \frac{[\Delta]}{n}; \quad (2)$$

На підставі четвертої властивості випадкових помилок другий член правої частини рівняння (2)  $\frac{[\Delta]}{n}$  приблизно дорівнює 0, тобто дуже малий і ним можна знехтувати. Перший член правої частини рівняння (2) є середнім арифметичним із всіх результатів вимірювань, або арифметичною серединою, тобто  $X = \frac{[l]}{n} \rightarrow L$ , якщо  $n \rightarrow \infty$ .

### 13.8. Середня квадратична помилка арифметичної середини

Арифметична середина із усіх рівноточних вимірювань однієї і тієї ж величини дорівнювала би дійсному значенню, якби проводилось нескінчене число вимірювань. На практиці виконують певне число вимірювань, тому арифметична середина буде відрізнитись від дійсного значення на невелику помилку. Середнє арифметичне із результатів вимірювань називається найімовірнішим значенням вимірюваної величини і позначається буквою,  $L$ ; тобто  $L = \frac{[l]}{n}$ .

Допустимо, що ми маємо результати рівноточних вимірювань будь-якої величини  $l_1; l_2 \dots l_n$ . Обчислимо її арифметичну середину

$$L = \frac{l_1 + l_2 + \dots + l_n}{n} = \frac{1}{n} l_1 + \frac{1}{n} l_2 + \dots + \frac{1}{n} l_n, \text{ де}$$

$\frac{1}{n}$  – постійне число.

Розглядаючи рівняння (1), можемо сказати, що арифметична середина  $L$  є функцією виду

$$U = Kl_1 + Kl_2 + \dots + Kl_n \text{ де } K = \frac{1}{n}$$

Середня квадратична помилка цієї функції обчислюється за формулою

$$m_U^2 = K^2 m_{l_1}^2 + K^2 m_{l_2}^2 + \dots + K^2 m_{l_n}^2,$$

але вимірювання рівноточні, тоді  $m_{l_1} = m_{l_2} = \dots = m_{l_n} = m_1 = m$

$$m_L = \frac{1}{n^2} m^2 + \frac{1}{n^2} m^2 + \dots + \frac{1}{n^2} m^2 = \frac{n}{n^2} m^2 = \frac{m^2}{n}.$$

Позначимо середню квадратичну помилку  $m_L$  арифметичної середини через  $M$ , одержимо:  $M = \pm \frac{m}{\sqrt{n}}$  (2)

тобто, середня квадратична помилка арифметичної середини (найімовірнішого значення) з результатів рівноточних вимірювань дорівнює середній квадратичній помилці одного вимірювання поділеного на корінь квадратний з числа вимірювань.

З формули (2) виходить, що арифметична середина точніша від будь-якого окремого вимірювання в  $\sqrt{n}$  разів.

Середня квадратична помилка  $m$  одного вимірювання служить критерієм для оцінки точності цього ряду вимірювань, а  $M$  – середня квадратична помилка арифметичної середини служить критерієм точності виведення середнього із цього ряду вимірювань.

### 13.9. Ймовірніші помилки

На практиці здебільшого дійсне значення вимірюваної величини невідоме, тому невідомі також дійсні помилки “ $\Delta$ ”. У таких випадках замість дійсного значення вимірюваної величини беруть середнє арифметичне із результатів вимірювань, тобто найімовірніше її значення  $L = \frac{[l]}{n}$ . Потім знаходять відхилення від середнього арифметичного значення вимірюваної величини і кожного безпосередньо виміряного значення. Різниця між найімовірнішим значенням вимірюваної величини і результатом, одержаним із вимірювань, називається ймовірнішою помилкою. Якщо ми маємо виміряні значення величини  $l_1, l_2, \dots, l_n$ , дійсне значення якого невідоме, то для знаходження ймовірніших помилок “ $v$ ” необхідно визначити найімовірніше значення цієї величини, а потім знайти різницю між кожним виміряним і найімовірнішим її значенням.

$$L = \frac{l_1 + l_2 + \dots + l_n}{n} = \frac{[l]}{n} \quad (1)$$

$$l_1 - L = V_1$$

$$l_2 - L = V_2 \quad (2)$$

.....

$$l_n - L = V_n$$

Різниці “ $v$ ” є ймовірнішими помилками.

Додамо почленно всі ймовірніші помилки системи рівнянь (2), одержимо  $(l_1 + l_2 + \dots + l_n) - nL = (V_1 + V_2 + \dots + V_n)$

або з урахуванням позначень сум

$$[l] - nL = [V] \quad (3)$$

Поділимо рівняння (3) на “ $n$ ” і одержимо

$$\frac{[L]}{n} - L = \frac{[V]}{n}, \quad (4)$$

але  $\frac{[L]}{n}$  є арифметичною серединою, тобто  $\frac{[L]}{n} = L$  і рівняння (4) можна записати

$L - L = \frac{[V]}{n}$ ; тобто,  $0 = \frac{[V]}{n}$  або  $\frac{[V]}{n} = 0$ . Виходить, сума ймовірніших помилок дорівнює "0" при будь-якій кількості вимірювань.

Цю властивість ймовірніших помилок використовують для контролю правильності обчислення арифметичної середини і помилок "v".

### 13.10. Середня квадратична помилка одного вимірювання і середня квадратична помилка арифметичної середини, виражені через ймовірніші помилки

Якщо ми маємо ряд результатів рівноточних вимірювань однієї і тієї величини  $l_1, l_2, \dots, l_n$ , дійсне значення якої  $x$ , а найімовірніше значення  $L$ . Обчислимо дійсні "Δ" і ймовірні помилки "v"

$$\begin{array}{ll} l_1 - X = \Delta_1 & l_1 - L = V_1 \\ l_2 - X = \Delta_2 & l_2 - L = V_2 \\ \dots\dots\dots & \dots\dots\dots \\ l_n - X = \Delta_n & l_n - L = V_n \end{array} \quad (1) \quad (2)$$

Віднімаємо від кожного рівняння системи (1) відповідно рівняння системи (2) одержимо:

$$\begin{array}{l} L - X = \Delta_1 - V_1 \\ L - X = \Delta_2 - V_2 \\ \dots\dots\dots \\ L - X = \Delta_n - V_n \end{array} \quad (2)$$

У лівій частині рівнянь системи (3) різниці  $L - X$  є дійсними помилками арифметичної середини. Замінімо їх квадратичними помилками арифметичної середини  $M$ , тоді

$$\begin{array}{ll} M = \Delta_1 - V_1 & \Delta_1 = M + V_1 \\ M = \Delta_2 - V_2 & \Delta_2 = M + V_2 \\ \dots\dots\dots & \dots\dots\dots \\ M = \Delta_n - V_n & \text{або} \quad \Delta_n = M + V_n \end{array} \quad (4)$$

Піднесемо кожне рівняння системи (4) до квадрата і додамо

$$\begin{array}{l} \Delta_1^2 = M^2 + 2MV_1 + V_1^2 \\ \Delta_2^2 = M^2 + 2MV_2 + V_2^2 \\ \dots\dots\dots \\ \Delta_n^2 = M^2 + 2MV_n + V_n^2 \end{array}$$

$$\frac{[\Delta^2]}{n} = nM^2 + 2M[V] + [V^2] \quad (5)$$

Другий член правої частини рівняння (5)  $2M[V] = 0$  тому, що  $[V] = 0$  тоді

$$[\Delta^2] = nM^2 + [V^2]. \quad (6)$$

Рівняння (6) поділимо на  $n$ , а  $M$  замінимо його значенням, тобто

$$M^2 = \frac{m^2}{n} \quad \text{тоді} \quad \frac{[\Delta^2]}{n} = \frac{m^2}{n} + \frac{[V^2]}{n}, \quad \text{але} \quad \frac{[\Delta^2]}{n} = m^2$$

$$m^2 = \frac{m^2}{n} + \frac{[V^2]}{n} \quad (7)$$

Розв'яжемо рівняння (7) відносно  $m$ , одержимо:

$$m^2 - \frac{m^2}{n} = \frac{[V^2]}{n}; \quad m^2(n-1) = [V^2]$$

$$m = \pm \sqrt{\frac{[V^2]}{(n-1)}}. \quad (8)$$

За формулою (8) обчислюють середню квадратичну помилку одного вимірювання, коли відомі ймовірніші помилки. Ця формула відома в літературі під назвою формули Бесселя.

Підставимо значення (8) в формулу середньої квадратичної помилки арифметичної середини  $M = \pm \frac{m}{\sqrt{n}}$ , одержимо:

$$M = \pm \sqrt{\frac{[V^2]}{n(n-1)}} \quad (9)$$

Формулою (9) використовують для обчислення середньої квадратичної помилки, коли відомі ймовірніші помилки.

Контрольного формулою при обчисленні середньої квадратичної помилки за формулою Бесселя служить формула Петерса:

$$\theta = \frac{[|V|]}{\sqrt{n(n-1)}} = \pm \frac{[|V|]}{n-0.5};$$

а середня квадратична помилка одного вимірювання  $m = 1.253\theta$ .

Цю формулу використовують для контролю правильності обчислення середньої квадратичної помилки, обчисленою за формулою Бесселя.

### 13.11. Опрацювання результатів ряду рівноточних вимірювань

Опрацювання ряду рівноточних вимірювань будь-якої величини виконують з метою:

1. обчислення найімовірнішого значення  $l$  вимірюваної величини;
2. обчислення середньої квадратичної помилки  $m$  одного результату вимірювання;
3. обчислення середньої квадратичної помилки  $M$  найімовірнішого значення.

Зобразимо ряд  $l_1, l_2, \dots, l_n$  результатів рівноточних вимірювань у вигляді:

$$l_1 = l_0 + \varepsilon_1, \quad l_2 = l_0 + \varepsilon_2, \quad \dots, \quad l_n = l_0 + \varepsilon_n \quad (1), \text{ де}$$

$l_0$  – довільне число (в більшості випадків – це найменший результат вимірювань  $l$ ), а залишки  $\varepsilon$  обчислюють, як різниці, тобто

$$\varepsilon_1 = l_1 - l_0, \quad \varepsilon_2 = l_2 - l_0, \quad \dots, \quad \varepsilon_n = l_n - l_0.$$

Додаючи рівняння (1), одержимо:

$$[l] = nl_0 + [\varepsilon]$$

розділимо це рівняння на  $n$ , одержимо:

$$\frac{[l]}{n} = l_0 + \frac{[\varepsilon]}{n}, \text{ але}$$

$$\frac{[l]}{n} = L \text{ тоді } L = l_0 + \frac{[\varepsilon]}{n}.$$

За цією формулою обчислюють найімовірніше значення вимірюваної величини, Приклад опрацювання результатів рівноточних вимірювань горизонтального кута наведено в таблиці 20.

Обчисливши  $L$ , утворюють різниці  $l_1 - L = V_1$ ;  $l_2 - L = V_2$ ; ....;  $l_n - L = V_n$ , тобто визначають ймовірніші помилки і обчислюють середні квадратичні помилки одного результату вимірювання  $m$  і найімовірнішого значення  $M$ .

Контролюють правильність обчислення  $[V^2]$  рівнянням:

$$[V^2] = [\varepsilon^2] - \frac{[\varepsilon]^2}{n};$$

Таблиця 13.1

№ п/п	$l$	$\varepsilon$	$\varepsilon^2$	$V$	$V^2$	Розв'язання
1	7°48'06"	+2"	4	-0.2"	0.04	Контроль: $[V^2] = [\varepsilon^2] - \frac{[\varepsilon]^2}{n} = 47 - 28.2 = 18.8$  $m = \sqrt{\frac{[V^2]}{n-1}} = \sqrt{\frac{18.8}{5}} = \pm 1.94'' \approx \pm 1.9''$  $m = 1.253 \frac{[V]}{\sqrt{n(n-1)}} = 1.253 \frac{9.4''}{\sqrt{30}} = \pm 2.2''$  $M = \frac{m}{\sqrt{n}} = \frac{1.94''}{\sqrt{6}} = \pm 0.79''$
2	04	0	0	-2.2	4.84	
3	05	+1	1	-1.2	1.44	
4	09	+5	25	+2.8	7.84	
5	08	+4	16	+1.8	3.24	
6	05	+1	1	-1.2	1.44	
$l_0$	7°48'06"	+13"	47	+4.6"	18.84	
$\frac{[\varepsilon]}{n}$	+2.2"	$[\varepsilon]$	$[\varepsilon^2]$	$[V]$	$[V^2]$	
$\bar{L}$	7°48'06.2"			-0.2"	18.8	
Відповідь $L = 7^\circ 48' 06.2'' \pm 0.8''$						

Примітка  $[V] \neq 0$  за рахунок заокруглення  $L$ .

### 13.12. Оцінка точності результатів за різницями подвійних рівноточних вимірювань

На практиці є випадки застосування подвійних вимірювань однієї і тієї величини. Наприклад, вимірювання ліній теодолітного ходу в прямому і зворотному напрямках при геометричному нівелюванні перевищення визначають по чорній і червоній сторонах рейок і т. п. Різниці, одержані між вимірюваннями однієї і тієї величини, можуть бути використані для оцінки точності цих вимірювань.

Допустимо, маємо ряд величин, виміряних двічі:

$$l_1, l_2, \dots, l_n$$

$$l'_1, l'_2, \dots, l'_n$$

Утворимо різниці цих пар вимірювань:

$$l_1 - l'_1 = d_1$$

$$l_2 - l'_2 = d_2$$

.....

$$l_n - l'_n = d_n$$
(1)

Різниці виміряних значень  $d$  є різницями випадкових помилок тому, що дійсні значення різниць повинні дорівнювати 0. Середню квадратичну помилку однієї різниці можна визначити за формулою Гаусса, тобто



$$m_d = \sqrt{\frac{[d^2]}{n}} \quad (2)$$

але кожна різниця  $d = l - l'$  є функцією виду  $U = l_1 - l_2$ , тому середня квадратична помилка різниці  $d$  обчислюється за формулою  $m_d^2 = m_l^2 + m_{l'}^2$ , а оскільки  $m_l = m_{l'} = m_1$ , то  $m_d^2 = 2m_1^2$ .

$$m_d = m_1 \sqrt{2} \quad \text{і} \quad m_1 = \frac{m_d}{\sqrt{2}} \quad (3)$$

Підставляючи в рівняння (3) замість помилки  $m_d$  її значення з (2), будемо мати:

$$m_1 = \sqrt{\frac{[d^2]}{2n}} \quad (4)$$

Цією формулою можна користуватись тільки тоді, коли в різницях  $d$  немає систематичних помилок і вони мають випадковий характер.

Якщо різниці  $d$  мають різні знаки і сума цих різниць наближується до "0", то вони мають випадковий характер і для оцінки точності вимірювань потрібно користуватись формулою (4).

Якщо в ряду різниць (1) подвійних вимірювань переважає один знак, тоді кожна різниця є результатом впливу на вимірювання, як випадкових, так і систематичних помилок.

Позначимо випадкову помилку різниці через  $d'$ , а систематичну помилку через  $\delta$ . Систематичні помилки не володіють властивістю компенсації, то очевидно  $\delta = \frac{[d]}{n}$ , а  $n\delta = [d]$ .

Виключаючи помилку  $\delta$  із кожної різниці подвійних вимірювань, одержимо

$$\begin{aligned} d_1 - \delta &= d'_1 \\ d_2 - \delta &= d'_2 \\ &\dots\dots\dots \\ d_n - \delta &= d'_n \end{aligned}$$

Величини  $d'_1, d'_2, \dots, d'_n$  є відхилення різниць від їх арифметичної середини  $\delta$ , отже, вони є ймовірними помилками, тому середня квадратична помилка одної різниці обчислюється за формулою Бесселя

$$m_d = \sqrt{\frac{[d'^2]}{n-1}} \quad (5)$$

Підставляючи рівняння (5) у (2), аналогічно попередньому, одержимо

$$m_1 = \sqrt{\frac{[d'^2]}{2(n-1)}}$$

За цією формулою обчислюється середня квадратична помилка одного вимірювання подвійних рівноточних вимірювань при спільній дії випадкових та систематичних помилок.

Наприклад, обчислити середню квадратичну помилку одного вимірювання із подвійних рівноточних вимірювань шести ліній. Приклад обчислень наведено в табл. 13.2.

Таблиця 13.2

№ н/п	$l_1$ м	$l'_1$ м	$d$ см	$d^2$	$d'$ см	$d'^2$
1	132.45	132.54	-9	81	-5	25
2	135.21	135.26	-5	25	-1	1
3	134.77	134.73	+4	16	+8	64
4	132.59	132.69	-10	100	-6	35
5	136.58	136.62	-4	16	0	0
6	134.09	134.09	0	0	+4	16
$\delta = \frac{[d]}{n} = -\frac{24}{6} = -4$			-24 [d]	238 [d <sup>2</sup> ]	0 [d']	142 [d' <sup>2</sup> ]

Середня квадратична помилка одного вимірювання без виключення систематичних помилок:  $m_l = \pm \sqrt{\frac{[d^2]}{2n}} = \pm \sqrt{\frac{238}{12}} = \pm 4.46$  см.

Середня квадратична помилка одного вимірювання з виключенням систематичних помилок:  $m_l = \pm \sqrt{\frac{[d'^2]}{2(n-1)}} = \pm \sqrt{\frac{142}{10}} = \pm 3.77$  см.

### 13.13. Нерівноточні вимірювання. Загальна арифметична середина

Якщо одна і та ж величина вимірюється в різних умовах або різною кількістю прийомів, станцій, то такі вимірювання будуть нерівноточними і характеризуються різними середньоквадратичними помилками.

Допустимо, маємо ряд з трьох вимірювань будь-якої величини  $l_1, l_2, l_3$ , середнє арифметичне цих вимірювань буде  $L_1 = \frac{l_1 + l_2 + l_3}{3}$ , потім цю величину двічі міряли другий раз і одержали результати  $l_4, l_5$ , середнє арифметичне цих вимірювань буде:  $L_2 = \frac{l_4 + l_5}{2}$ , потім ту саму величину міряли ще п'ять разів і одержали результати  $l_6, l_7, l_8, l_9, l_{10}$  і середнє арифметичних вимірювань буде:  $L_3 = \frac{l_6 + l_7 + l_8 + l_9 + l_{10}}{5}$ ;

Арифметичні середини  $L_1, L_2, L_3$  однієї і тієї величини нерівноточні тому, що кожне середнє арифметичне виведене з різної кількості вимірювань.

Виведемо формулу обчислення середнього арифметичного з нерівноточних вимірювань.

Маємо ряд рівноточних вимірювань однієї і тієї ж величини, але вимірювання велись групами, а саме:

- $l'_1, l''_1, l'''_1 \dots l_1^P$  – з числом вимірювань  $P_1$
- $l'_2, l''_2, l'''_2 \dots l_2^P$  – з числом вимірювань  $P_2$

.....  
 $l'_n, l''_n, l'''_n \dots l_n^{P_n}$  – з числом вимірювань  $P_n$

Утворимо середнє арифметичне з кожної групи вимірювань.

$$L_1 = \frac{l'_1 + l''_1 + l'''_1 + \dots + l_1^{P_1}}{P_1}$$

$$L_2 = \frac{l'_2 + l''_2 + l'''_2 + \dots + l_2^{P_2}}{P_2}$$

.....

$$L_n = \frac{l'_n + l''_n + l'''_n + \dots + l_n^{P_n}}{P_n}$$

Ми одержали нерівноточні результати вимірювань:

$L_1$  – середнє арифметичне із  $P_1$  вимірювань

$L_2$  – середнє арифметичне із  $P_2$  вимірювань

$L_n$  – середнє арифметичне із  $P_n$  вимірювань,

а загальне число вимірювань дорівнює  $P_1 + P_2 + \dots + P_n$ .

Одержані результати вимірювань у кожному окремому випадку є рівноточними вимірюваннями, тоді можна написати найімовірніше значення вимірюваної величини.

$$L_0 = \frac{l'_1 + l''_1 + l'''_1 + \dots + l_1^{P_1} + l'_2 + l''_2 + l'''_2 + \dots + l_2^{P_2} + l'_n + l''_n + l'''_n + \dots + l_n^{P_n}}{P_1 + P_2 + \dots + P_n}$$

Перетворимо систему рівнянь (1)

$$L_1 P_1 = l'_1 + l''_1 + l'''_1 + \dots + l_1^{P_1}$$

$$L_2 P_2 = l'_2 + l''_2 + l'''_2 + \dots + l_2^{P_2}$$

.....

$$L_n P_n = l'_n + l''_n + l'''_n + \dots + l_n^{P_n}$$

Підставимо рівняння (3) в (2), одержимо

$$L_0 = \frac{L_1 P_1 + L_2 P_2 + \dots + L_n P_n}{P_1 + P_2 + \dots + P_n} = \frac{[LP]}{[P]}$$

Цей вираз називається загальною арифметичною серединою нерівноточних вимірювань, а число  $P$  вагою результатів вимірювань, тобто, вага загальної арифметичної середини дорівнює числу  $P$ , яке показує, з якого числа рівноточних вимірювань виведена дана загальна арифметична середина.

### 13.14. Поняття і визначення ваги. Властивість ваг вимірювань

З визначення загальної арифметичної середини можна навести визначення ваги.

Вагою даного результату вимірювань називається число, яке показує, скільки необхідно виконати рівноточних вимірювань будь-якої величини, щоб середнє арифметичне з них мало таку точність, що і даний результат. Ваги результатів вимірювань мають відносний характер, їх можна зменшувати або збільшувати на однакове число разів, але від цього величина загальної арифметичної середини не зміниться.

Наприклад: маємо ряд результатів нерівноточних вимірювань:

$L_1$  з вагою  $P_1$

$L_2$  з вагою  $P_2$

.....

$L_n$  з вагою  $P_n$

Найімовірніше значення величини  $L$  буде:

$$L_0 = \frac{L_1 P_1 + L_2 P_2 + \dots + L_n P_n}{P_1 + P_2 + \dots + P_n} = \frac{[LP]}{[P]}$$

Збільшимо вагу кожного результату на довільне число разів, наприклад, на “ $K$ ” разів, одержимо:

$L_1$  з вагою  $KP_1$

$L_2$  з вагою  $KP_2$

.....

$L_n$  з вагою  $KP_n$

Тоді найімовірніше значення з новими вагами буде:

$$L_0 = \frac{L_1 K P_1 + L_2 K P_2 + \dots + L_n K P_n}{K P_1 + K P_2 + \dots + K P_n} = \frac{K(L_1 P_1 + L_2 P_2 + \dots + L_n P_n)}{K(P_1 + P_2 + \dots + P_n)} = \frac{[LP]}{[P]}$$

Вага є показником точності цього результату вимірювань, тобто чим точніший результат, тим більша його вага. Оскільки точність результату вимірювання характеризується його середньою квадратичною помилкою “ $m$ ”, то за вагу, як правило, приймають величину обернену квадратові середньої квадратичної помилки цього результату. За цією умовою, чим точніший результат вимірювань, тим менша його середня квадратична помилка, а значить, тим більша його вага.

Якщо ряд вимірювань  $l_1, l_2, \dots, l_n$  характеризується середніми квадратичними помилками  $m_1, m_2, \dots, m_n$  то ваги цих вимірювань будуть:  $P_1 = \frac{1}{m_1^2}, P_2 = \frac{1}{m_2^2}, \dots, P_n = \frac{1}{m_n^2}$ ; тобто – ваги вимірювань обернено пропорціональні квадратам середніх квадратичних помилок вимірювань.

Щоб спростити обчислення, використовують формулу  $P = \frac{C}{m^2}$ .

$C=1, 10, 100 \dots$ , тоді ваги виражаться цілими і невеликими числами. Іноді за вагу приймають величину  $P = \frac{1}{n}$  – де  $n$  – число кутів, станцій, ходів і т. п.

### 13.15. Середня квадратична помилка одиниці ваги і загальної арифметичної середини

Маємо ряд результатів нерівноточних вимірювань будь-якої величини, дійсне значення якої “ $x$ ”, а вимірювання проводились групами:

$L_1$  – середнє арифметичне з  $P_1$  вимірювань

$L_1$  – середнє арифметичне з  $P_1$  вимірювань

.....

$L_n$  – середнє арифметичне з  $P_n$  вимірювань

Дійсні помилки цих груп вимірювань будуть:

$$\Delta_1 = L_1 - X$$

$$\Delta_2 = L_2 - X$$

.....

$$\Delta_n = L_n - X$$

$\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_n$  – випадкові помилки середнього арифметичного цих груп вимірювань, а їх середні квадратичні помилки  $m_1, m_2, \dots, m_n$  обчислюються за формулою  $M = \frac{m}{\sqrt{n}}$  (1).

Якщо середня квадратична помилка одного такого рівноточного вимірювання дорівнює  $\mu$ , то на підставі формули (1) можна написати:

$$m_1 = \frac{\mu}{\sqrt{P_1}}, m_2 = \frac{\mu}{\sqrt{P_2}}, \dots, m_n = \frac{\mu}{\sqrt{P_n}} \quad (2)$$

тобто, середня квадратична помилка будь-якого результату вимірювання дорівнює помилці одиниці ваги, поділеній на корінь квадратний з ваги цього результату.

Якщо вага якого-небудь з наведених вище результатів вимірювань, наприклад, у “ $l_1$ ” дорівнює 1, тоді  $m_1 = \mu$ , тобто “ $\mu$ ” є середньою квадратичною помилкою результату вимірювання, вага якого дорівнює одиниці або, іншими словами, “ $\mu$ ” є середньою квадратичною помилкою одиниці ваги.

Рівняння (2) можна записати:

$$\mu = m_1 \sqrt{P_1}; \mu = m_2 \sqrt{P_2}, \dots, \mu = m_n \sqrt{P_n} \quad (3)$$

Піднесемо систему рівнянь (3) до квадрата і додамо, одержимо:

$$n\mu^2 = m_1^2 P_1 + m_2^2 P_2 + \dots + m_n^2 P_n, \text{ або}$$

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{m_1^2 P_1 + m_2^2 P_2 + \dots + m_n^2 P_n}{n}}, \quad (4)$$

але середня квадратична помилка при багаторазових вимірюваннях буде близькою до дійсної, тобто  $m \approx \Delta$ , якщо  $n \rightarrow \infty$ , тоді

$$m_1 = \Delta_1, m_2 = \Delta_2, \dots, m_n = \Delta_n$$

і формулу (4) можна записати:

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{\Delta_1^2 P_1 + \Delta_2^2 P_2 + \dots + \Delta_n^2 P_n}{n}} = \pm \sqrt{\frac{[\Delta^2 P]}{n}}. \quad (5)$$

За цією формулою обчислюють середню квадратичну помилку одиниці ваги, коли відомі дійсні помилки вимірювань.

Для обчислення середньої квадратичної помилки загальної арифметичної середини в формулі (1) потрібно замість  $m$  підставити  $\mu$ , а замість  $n$  вагу загальної арифметичної середини  $[P]$ , тобто

$$M_0 = \pm \frac{\mu}{\sqrt{[P]}} = \pm \sqrt{\frac{[\Delta^2 P]}{n[P]}}.$$

**13.16. Середня квадратична помилка одиниці ваги і загальної арифметичної середини, обчислені за ймовірнішими помилками**

Маємо ряд результатів нерівноточних вимірювань будь-якої величини:

$L_1$  з вагою  $P_1$

$L_2$  з вагою  $P_2$

.....

$L_n$  з вагою  $P_n$

Дійсне значення цієї величини “ $X$ ”.

Обчислимо випадкові помилки

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= L_1 - X \\ \Delta_2 &= L_2 - X \end{aligned} \tag{1}$$

.....

$$\Delta_n = L_n - X$$

Найімовірніше значення цієї величини обчислюється за формулою

$$L_0 = \frac{[LP]}{[P]}, \tag{2}$$

а ймовірніші помилки даних результатів нерівноточних вимірювань будуть дорівнювати різниці між кожним з одержаних результатів вимірювань і найімовірнішим значенням, тобто:

$$\begin{aligned} V_1 &= L_1 - L_0 \\ V_2 &= L_2 - L_0 \end{aligned} \tag{3}$$

.....

$$V_n = L_n - L_0$$

Віднімемо від рівняння (1) відповідно рівняння (3), одержимо:

$$\begin{aligned} \Delta_1 - V_1 &= L_0 - X \\ \Delta_2 - V_2 &= L_0 - X \end{aligned} \tag{4}$$

.....

$$\Delta_n - V_n = L_0 - X$$

Різниця  $L_0 - X$  є дійсними помилками загальної арифметичної середини, позначимо їх через  $w$  і систему рівнянь (4) перепишемо:

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= V_1 + W \\ \Delta_2 &= V_2 + W \end{aligned} \tag{5}$$

.....

$$\Delta_n = V_n + W$$

Систему рівнянь (5) піднесемо до квадрата, помножимо кожне рівняння на відповідну вагу і додамо.

$$\begin{aligned} P_1 \Delta_1^2 &= P_1 V_1^2 + 2P_1 W V_1 + P_1 W^2 \\ P_2 \Delta_2^2 &= P_2 V_2^2 + 2P_2 W V_2 + P_2 W^2 \\ \dots\dots\dots \\ P_n \Delta_n^2 &= P_n V_n^2 + 2P_n W V_n + P_n W^2 \\ \hline [P \Delta^2] &= [P V^2] + 2W [P V] + [P] W^2 \end{aligned} \tag{6}$$

Для спростування рівняння (6) помножимо систему рівнянь (3) на відповідну вагу і додамо:



1. Обчислюють найімовірніше значення кута за формулою  $L_0 = l_0 + \frac{[\varepsilon P]}{[P]}$

$l_0$  – довільне постійне число, здебільшого це найменше з усіх значень  $l_i$ , а величини  $\varepsilon$  обчислюють як різниці  $\varepsilon_i = l_i - l_0$ .

Таблиця 13.3

Спостереження	$l$	$\varepsilon$	$P$	$\varepsilon P$	$v$	$vP$	$v^2 P$	$\varepsilon^2 P$	Розв'язання
1	75°18'06"	0	1	0	-4	-4	16	0	$l_0 = 75^\circ 18' 06''$ $P_i = \frac{n_i}{c}$ $\frac{[\varepsilon P]}{[P]} = 4''$ $c = 6$ $L_0 = 75^\circ 18' 10''$
2	10	+4"	5	+20	0	0	0	80	
3	08	+2	4	+8	-2	-8	16	16	
4	16	+10	2	+20	+6	+12	72	200	
5	13	+7	2	+14	+3	+6	18	89	
6	09	+3	6	+18	-1	-6	6	54	
Контроль:			20	+80		0	128	448	$\mu = \pm \sqrt{\frac{[Pv^2]}{n-1}} = \pm \sqrt{\frac{128}{5}} = \pm 5''.1$ $M_0 = \frac{\mu}{\sqrt{[P]}} = \pm \sqrt{\frac{[Pv^2]}{[P](n-1)}} =$ $= \pm \sqrt{\frac{128}{100}} = \pm 1''.1$
			$[P]$	$[\varepsilon P]$		$[vP]$	$[v^2 P]$	$[\varepsilon^2 P]$	
			$[v^2 P] = [\varepsilon^2 P] - \frac{[\varepsilon P]^2}{[P]}$ $448 - \frac{6400}{20} = 128$						
Відповідь:			$L_0 = 75^\circ 18' 10'' \pm 1''.1$						

За ваги спостережень беруть числа пропорційні кількості прийомів  $P_i = \frac{n_i}{c}$ ;  $c = 6$ .

Після цього обчислюють величини  $\varepsilon P$  і їх суму  $[\varepsilon P]$ .

2. Обчисливши  $l_0$ , виконують оцінку точності спостережень, для цього вираховують імовірніші помилки  $V_i = l_i - L_0$  величини  $vP$  і їх суму  $[vP]$ .

Правильність обчислення  $v$  і  $vP$  контролюється рівнянням  $[vP] = 0$ . Крім цього, обчислюють величини  $v^2 P$ ;  $\varepsilon^2 P$  та їх суми. Правильність обчислень контролюють рівнянням:

$$[v^2 P] = [\varepsilon^2 P] - \frac{[\varepsilon P]^2}{[P]}$$

3. За формулами

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{[v^2 P]}{n-1}} \quad \text{і} \quad M_0 = \pm \frac{\mu}{\sqrt{[P]}}$$

обчислюють середні квадратичні помилки одиниці ваги  $\mu$  і загальної арифметичної середини  $M_0$ .



### 13.18. Ваги функцій виміряних величин

Знаючи формули визначення середніх квадратичних помилок різних функцій виміряних величин і визначення ваги, можна вивести формули для обчислення ваг цих функцій.

1. Функція виду  $U = KI$  (1)

Середня квадратична помилка такої функції обчислюється за формулою

$$m_U = Km_I, \quad (2)$$

але

$$P_I = \frac{1}{m_I^2}; \quad P_U = \frac{1}{m_U^2} \quad \text{звідси}$$
$$m_I = \frac{1}{\sqrt{P_I}}; \quad m_U = \frac{1}{\sqrt{P_U}}.$$

Підставляючи ці значення в формулу (2), одержимо:

$$\frac{1}{\sqrt{P_U}} = \frac{K}{\sqrt{P_I}} \quad \text{або} \quad \frac{1}{P_U} = K^2 \frac{1}{P_I}; \quad P_U = \frac{P_I}{K^2};$$

Величини  $\frac{1}{P_U}$  і  $\frac{1}{P_I}$  прийнято скорочено називати відповідно: “обернена вага функції” і “обернена вага аргументу”.

2. Функція виду:  $U = l_1 \pm l_2$

Середню квадратичну помилку цієї функції обчислюють за формулою

$$m_U^2 = m_{l_1}^2 + m_{l_2}^2 \quad (3)$$

Враховуючи, що:  $P_U = \frac{1}{m_U^2}$ ;  $P_{l_1} = \frac{1}{m_{l_1}^2}$ ;  $P_{l_2} = \frac{1}{m_{l_2}^2}$ , формулу (3) можна

записати  $\frac{1}{P_U} = \frac{1}{P_{l_1}} + \frac{1}{P_{l_2}}$  тобто, обернена вага алгебраїчної суми дорівнює сумі обернених ваг доданків.

Наприклад: кут обчислено, як різницю двох напрямів. Обчислити вагу цього кута, якщо ваги напрямів  $P_1 = P_2 = 4$ ;

$$\frac{1}{P_U} = \frac{1}{P_1} + \frac{1}{P_2} = \frac{1}{4} + \frac{1}{4} = \frac{1}{2}; \quad P_U = 2.$$

3. Лінійна функція  $U = K_1 l_1 + K_2 l_2 + \dots + K_n l_n$

Середня квадратична помилка такої функції обчислюється за формулою:

$$m_U^2 = K_1^2 m_{l_1}^2 + K_2^2 m_{l_2}^2 + \dots + K_n^2 m_{l_n}^2 \quad \text{або} \quad \frac{1}{P_U} = \frac{K_1^2}{P_{l_1}} + \frac{K_2^2}{P_{l_2}} + \dots + \frac{K_n^2}{P_{l_n}}.$$

### 13.19. Оцінка точності результатів за різницями подвійних нерівноточних вимірювань

Візьмемо  $n$  пар подвійних нерівноточних вимірювань

$l_1$  і  $l'_1$  кожне з вагою  $P_1$

$l_2$  і  $l'_2$  кожне з вагою  $P_2$

.....

$l_n$  і  $l'_n$  кожне з вагою  $P_n$

Утворимо різниці вимірювань

$$\begin{aligned} d_1 &= l_1 - l'_1 \\ d_2 &= l_2 - l'_2 \\ &\dots\dots\dots \\ d_n &= l_n - l'_n \end{aligned} \quad (1)$$

Величини  $d$  є дійсними помилками цих різниць, тому на підставі формули  $\mu = \pm \sqrt{\frac{P\Delta^2}{n}}$  можна написати  $\mu = \pm \sqrt{\frac{P_d d^2}{n}}$ , (2)

але  $d$  є функцією двох рівноточних вимірювань і її середня квадратична помилка обчислюється за формулою:

$$\begin{aligned} m_d^2 &= m_{l_1}^2 + m_{l'_1}^2 \\ P &= \frac{1}{m^2} \text{ звідси } m^2 = \frac{1}{P}, \end{aligned} \quad (3)$$

тоді формулу (3) можна написати:  $\frac{1}{P_d} = \frac{1}{P_{l_1}} + \frac{1}{P_{l'_1}} = \frac{2}{P_l}$

$$P_d = \frac{P_l}{2} = \frac{P}{2} \quad (4)$$

Підставимо значення (4) в (2) одержимо:  $\mu = \pm \sqrt{\frac{P d^2}{2n}}$ .

За цією формулою обчислюється середня квадратична помилка одиниці ваги, коли в різницях  $d$  відсутні систематичні помилки. Якщо в різницях “ $d$ ” є систематичні помилки “ $\delta$ ”, то їх спочатку виключають з різниць, тобто

$$\begin{aligned} d'_1 &= d_1 - \delta \\ d'_2 &= d_2 - \delta \\ &\dots\dots\dots \\ d'_n &= d_n - \delta \end{aligned}$$

Різниці  $d'_1, d'_2, \dots, d'_n$  можна вважати ймовірнішими помилками вимірювань, і в цих різницях відсутні систематичні помилки. Тоді на підставі

формули  $\mu = \pm \sqrt{\frac{P V^2}{n-1}}$  можна написати  $\mu = \pm \sqrt{\frac{P_d d'^2}{n-1}}$ . Підставимо в цю

формулу замість  $P_d$  його значення (4), одержимо:  $\mu = \pm \sqrt{\frac{P d'^2}{2(n-1)}}$ . За цією

формулою обчислюють середню квадратичну помилку одиниці ваги, коли з різниць  $d$  виключені систематичні помилки. Середня квадратична помилка одного вимірювання обчислюється за формулою:

$$m_l = \frac{\mu}{\sqrt{P_l}}.$$

### **Питання для самоконтролю до теми 13**

1. Теорія помилок вимірювань.
2. Методи вимірювання.
3. Класифікація помилок і причини їх виникнення.
4. Випадкові помилки вимірювань та їх властивості
5. Оцінка точності результатів безпосередніх вимірювань.
6. Середні квадратичні помилки функцій безпосередньо виміряних.
7. Арифметична середина.
8. Середня квадратична помилка арифметичної середини.
9. Ймовірніші помилки.
10. Середня квадратична помилка одного вимірювання і середня квадратична помилка арифметичної середини, виражені через ймовірніші помилки.
11. Опрацювання результатів ряду рівноточних вимірювань.
12. Оцінка точності результатів за різницями подвійних рівноточних.
13. Нерівноточні вимірювання. Загальна арифметична середина.
14. Поняття і визначення ваги. Властивість ваг вимірювань.
15. Середня квадратична помилка одиниці ваги і загальної арифметичної середини.
16. Середня квадратична помилка одиниці ваги і загальної арифметичної середини, обчислені за ймовірнішими.
17. Опрацювання результатів ряду нерівноточних вимірювань.
18. Ваги функцій виміряних величин.
19. Оцінка точності результатів за різницями подвійних нерівноточних вимірювань.

## **ЛЕКЦІЯ 26-27. Тема 14. Зрівнювання теодолітних та нівелірних ходів**

14.1. Мета зрівнювальних робіт.

14.2. Зрівнювання системи нівелірних ходів з однією вузловою точкою.

14.3. Зрівнювання системи теодолітних ходів з однією вузловою точкою.

14.4. Зрівнювання системи нівелірних ходів з декількома вузловими точками (методом послідовних наближень).

14.5. Зрівнювання незалежної мережі нівелірних ходів способом В. В. Попова

*Література: Грабовий В.М. Геодезія : навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (333-350)*

### **14.1. Мета зрівнювальних робіт**

Для виконання топографічних знімачь на місцевості створюють геодезичну знімальну основу, прокладаючи теодолітні та нівелірні ходи. Ці ходи будуть спиратися на вихідні планові і висотні пункти старших класів, які вважаються безпомилковими.

Вони також будуть перетинатися, утворюючи одну або декілька вузлових точок або зімкнені полігони. Якби вимірювання були безпомилковими, то кожна обчислена точка (координата або відмітка) теодолітного або нівелірного ходів від будь-якої вихідної точки в будь-якому напрямі мала би одне й те саме значення.

Але оскільки вимірювання супроводжуються випадковими та систематичними помилками, обчислені координати або відмітки однієї і тієї ж точки з різних ходів будуть мати різні значення, які відрізняються одне від одного на невеликі величини.

Така невизначеність недопустима тому, що нам необхідно знати найімовірніше значення вимірюваної величини. Аби одержати однозначні значення координат або відміток точок теодолітного або нівелірного ходів, їх необхідно зрівнювати.

Сутність зрівнювання полягає в обчисленні поправок до вимірних величин, щоб координати або відмітки точок, обчислені за вимірними величинами з урахуванням поправок, задовольняли необхідним висунутим до них вимогам, тобто не змінювали свого значення.

### **14.2. Зрівнювання системи нівелірних ходів з однією вузловою точкою**

Зрівнювання системи нівелірних ходів з одною вузловою точкою виконують у такій послідовності:

1. Складають схему нівелірних ходів (Рис.14.1), нумерують ходи і стрілками показують напрями нівелювання.
2. На схему виписують суми перевищень по кожному ходу  $[h_1]$ ,  $[h_2]$  і  $[h_3]$ , довжини окремих нівелірних ходів кілометрах  $L_1$ ,  $L_2$  і  $L_3$  і відмітки вихідних точок  $H_A$ ,  $H_B$  і  $H_C$ .

3. Визначають величини нев'язок у перевищеннях по найбільш коротких ходах, включаючи всі перевищення. Наприклад: від точки А до точки В і від точки В до точки С.

Якщо нев'язки не перевищують допуски існуючих інструкцій, то зрівнюють ходи

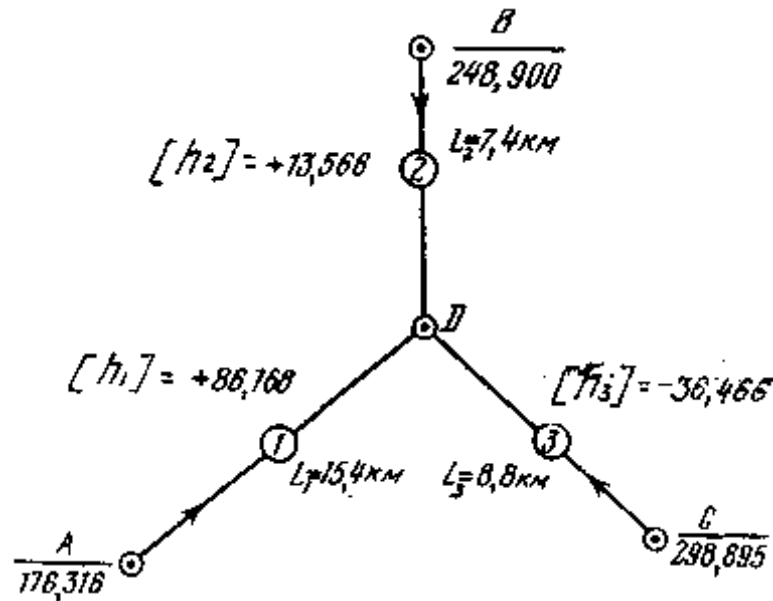


Рис. 14.1

4. Обчислюють висоти вузлової точки по кожному ходу.

$$H'_d = H_A + [h_1] = 176.316 + 86.168 = 262.484$$

$$H''_d = H_B + [h_2] = 248.900 + 13.566 = 262.466$$

$$H'''_d = H_C + [h_3] = 298.895 - 36.466 = 262.429$$

і записують їх у графу 2 табл. 14.1.

Таблиця 14.1

Зрівнювання системи нівелірних ходів з одною вузловою точкою

№ ходу	$H'$ , м	$L$ , км	$P = \frac{C}{L}$	$\varepsilon$ , мм	$\varepsilon P$ , мм	$\varepsilon^2 P$	$V$	$PV$ , мм	$PV^2$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	262.484	15.4	0.65	+55	+35.75	1966.25	-27.7	-16.00	498.60
2	466	7.4	1.35	+37	+49.95	1648.15	-9.7	-13.10	127.07
3	429	8.8	1.14	0	0	0	+27.3	+31.12	849.58
$H_d$	262.429							-31.10	
$\frac{[\varepsilon P]}{[P]}$	27,3							+31.12	
$H_d$	262.4563	$\Sigma$	3.14		+85.70	3814.40		+0.02	1475.25

$$\text{Контроль: } [PV^2] = [\varepsilon P] \cdot \frac{[\varepsilon P]}{[P]} = 3814.40 - \frac{7344.49}{3.14} = 3814.40 - 2339.01 = 1475.39$$

$$\mu = \sqrt{\frac{PV^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{1475.25}{2}} = \pm 27.1 \text{ мм} \quad M = \frac{\mu}{\sqrt{[P]}} = \frac{27.1}{\sqrt{3.14}} = \pm 15.3$$

$$m_{\text{км}} = \frac{\mu}{\sqrt{C}} = \frac{27.1}{3.16} = \pm 8.6 \text{ мм} \quad H_{\text{д}} = 262.4563 \pm 15.3 \text{ мм}$$

1. Ваги ліній обчислюють за формулою  $P = \frac{C}{n}$

$C$  – постійний коефіцієнт, його беруть кратним 10 і з таким розрахунком, щоб вага лінії, як правило, знаходилася в межах від 1 до 10;

$n$  – кількість штативів в цій лінії. Якщо число штативів на 1 км ходу приблизно однакове для всіх ліній системи, то ваги ліній обчислюють за формулою  $P = \frac{C}{L}$

$L$  – довжина лінії в км.

Ваги (графіа 4) обчислено за даними:

$$P_1 = \frac{10}{L_1}; \quad P_2 = \frac{10}{L_2}; \quad P_3 = \frac{10}{L_3}$$

2. Обчислюють найімовірніше значення відмітки вузлової точки Д

$$H_{\text{д}} = \frac{H'_{\text{д}}P_1 + H''_{\text{д}}P_2 + H'''_{\text{д}}P_3}{P_1 + P_2 + P_3} = H_0 + \frac{[\varepsilon P]}{[P]} = 262.4563$$

Обчислюють поправки в перевищення по кожному ходу (графіа 8)

$$V_1 = H_{\text{д}} - H'_{\text{д}}; \quad V_2 = H_{\text{д}} - H''_{\text{д}}; \quad V_3 = H_{\text{д}} - H'''_{\text{д}}$$

3. Виконують оцінку точності. Обчислюють середні квадратичні помилки:

а) одиниці ваги  $\mu$  :

$$\mu = \sqrt{\frac{PV^2}{n-1}}, \text{ де } n - \text{число ходів в системі}$$

б) середню квадратичну помилку найімовірнішого значення відмітки  $H_{\text{д}}$   $M = \frac{\mu}{\sqrt{[P]}}$

в) середню квадратичну помилку нівелювання на 1 км ходу:

$$m_{\text{км}} = \frac{\mu}{\sqrt{C}}.$$

4. Обчислюють відмітки всіх точок нівелірних ходів.

Для цього кожний хід зрівнюють, як окремий хід між двома твердими реперами. Величини поправок по кожному ходу розподіляють з протилежним знаком пропорційно довжинам секцій в ходу.

### 14.3. Зрівнювання системи теодолітних ходів з однією вузловою точкою

Зрівнювання системи теодолітних ходів виконують у такій послідовності:

1. Складають схему прокладених теодолітних ходів (Рис.14.2), на яку з польових журналів виписують значення виміряних кутів, довжини ліній, нумерують ходи, показують стрілками напрями ходів і намічають одну із

ліній, яка прилягає до вузлової точки. Цю лінію приймають за вузлову (лінія 4-5).

2. Випишують із схеми у відомість обчислення координат у відповідні графи виміряні кути, довжини ліній, дирекційні кути вихідних ліній та координати вихідних точок.

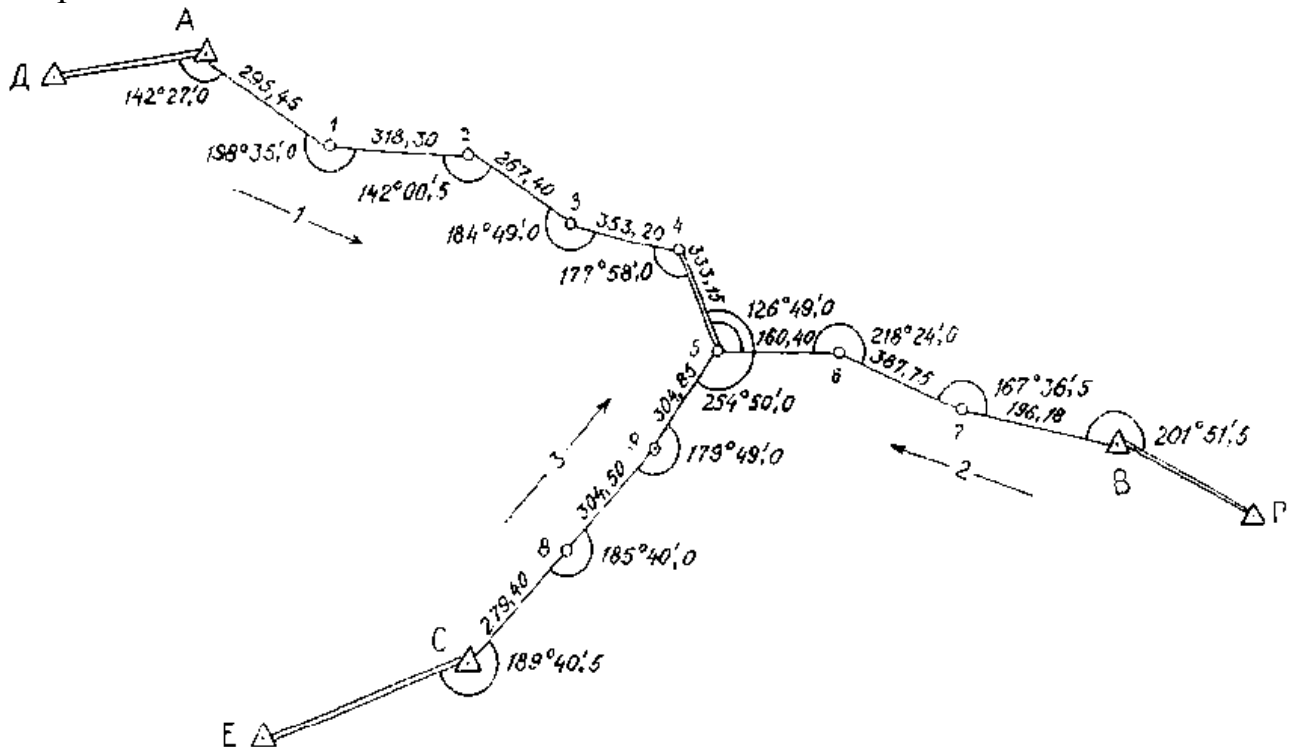


Рис. 14.2

3. Вибравши вузлову лінію, наприклад, пінію 4-5, обчислюють суми виміряних кутів по кожному ходу:  $\Sigma_{\beta_1}$ ,  $\Sigma_{\beta_2}$ ,  $\Sigma_{\beta_3}$

4. По всіх трьох ходах обчислюють значення дирекційного кута вузлової лінії 4-5, обчислення ведуть за формулами:

$$\alpha'_{4-5} = \alpha_{DA} + 180^\circ n_1 - \Sigma_{\beta_1}$$

$$\alpha''_{4-5} = \alpha_{PB} + 180^\circ n_2 - \Sigma_{\beta_2}$$

$$\alpha'''_{4-5} = \alpha_{EC} + 180^\circ n_3 - \Sigma_{\beta_3}$$

$n_1$ ;  $n_2$ ;  $n_3$  – число кутів у кожному ході.

Якщо в теодолітних ходах виміряно кути розташовані зліва за ходом, тоді обчислення дирекційного кута вузлової лінії виконують за формулою:

$$\alpha_K = \alpha_{II} + \Sigma_{\beta} - 180^\circ n$$

5. Із обчислених трьох значень дирекційних кутів вузлової лінії 4-5 обчислюють її найімовірніше значення.

$$\alpha_0 = \frac{\alpha'_{4-5} P_1 + \alpha''_{4-5} P_2 + \alpha'''_{4-5} P_3}{P_1 + P_2 + P_3} = \alpha + \frac{[\varepsilon P]}{[P]};$$

де  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  – ваги дирекційних кутів, обчислені по кожному ходу із співвідношення:

$$P_1 = \frac{C}{n_1}; \quad P_2 = \frac{C}{n_2}; \quad P_3 = \frac{C}{n_3}.$$

Для зручності обчислень “с” взято рівним 20. Схема обчислення найімовірнішого значення дирекційного кута лінії 4-5 і оцінки точності приведена в табл.14.2.

6. Обчислюють кутові нев’язки в ходах, користуючись формулами:

$f_{\beta_1} = \alpha_0 - \alpha'_{4-5}$ ;  $f_{\beta_2} = \alpha_0 - \alpha''_{4-5}$ ;  $f_{\beta_3} = \alpha_0 - \alpha'''_{4-5}$  – якщо в ходах виміряно кути, розташовані справа за ходом, і  $f_{\beta_i} = \alpha'_i - \alpha_0$ , якщо в ходах виміряно кути, розташовані зліва за ходом.

Таблиця 14.2

Зрівнювання дирекційного кута і оцінка точності

Номера ходів	Значення дирекційних кутів ліній 4-5	Число кутів	Вага $P = \frac{20}{n}$	Відхилення обчисленого кута від наближеного значення	$P\varepsilon$	$f_{\beta}$	$f_{\beta}^2$	$Pf_{\beta}^2$
1	153°45'.0	5	4	+2'.0	+8'.0	-0'.9	0.81	3.24
2	333 44 .3	4	5	+1 .3	+6 .5	-0 .2	0.04	0.20
3	333 43 .1	4	5	+0 .1	+0 .5	+1 .0	1.00	5.00
$\alpha$	153 43 .0		[P]=14		[P\varepsilon]=15'.0			
$\alpha + \frac{[P\varepsilon]}{[P]} = \alpha_0 =$				$\frac{[P\varepsilon]}{[P]} = +1'.1$				$\Sigma Pf_{\beta}^2 = 8.44$
= 333°44'.1								
$\mu = \sqrt{\frac{[Pf_{\beta}^2]}{n-1}} = \sqrt{\frac{8.44}{2}} = \sqrt{4.22} = \pm 2'.1$ $M_d = \frac{\mu}{\sqrt{[P]}} = \pm \frac{2'.1}{\sqrt{14}} = \pm \frac{2'.1}{3.7} = \pm 0'.6$								

7. За обчисленими нев’язками виконують оцінку точності вимірювання кутів.

Обчислюють середню квадратичну помилку одиниці ваги дирекційного кута вузлової лінії  $\mu$  і середню квадратичну помилку найімовірнішого значення дирекційного кута вузлової лінії  $M_{\alpha}$ .  $\mu = \sqrt{\frac{[Pf_{\beta}^2]}{n-1}}$ ;

$M_{\alpha} = \frac{\mu}{\sqrt{[P]}}$ , де  $n$  – число ходів в системі.

8. Якщо обчислені нев’язки не перевищують допустимої величини, їх розподіляють порівно на всі кути ходу з протилежними знаками (табл.14.3). Величини допустимих нев’язок обчислюють за формулою:  $f_{\beta_{\text{дон}}} = \pm 1'\sqrt{n}$ , де  $n$  – число кутів у ході.

9. За виправленими кутами і дирекційними кутами вихідних ліній обчислюють дирекційні кути всіх ліній у ходах.

10. Користуючись формулами:  $\Delta x = d \cos \alpha$ ;  $\Delta y = d \sin \alpha$ , обчислюють прирости координат по всіх сторонах ходів.

11. Обчислюють суми обчислених приростів координат по кожному ходу:

$[\Delta x_1]$ ;  $[\Delta y_1]$ ;  $[\Delta x_2]$ ;  $[\Delta y_2]$ ;  $[\Delta x_3]$ ;  $[\Delta y_3]$  і довжини ходів  $[d_1]$ ;  $[d_2]$ ;  $[d_3]$ .



Таблиця 14.3

Зрівнювання теодолітних ходів з однією вузловою точкою

№	Вимірні кути		Виправлені кути		Дирекційні кути		Довжина лінії	Прирости координат, м				Координати		
	°	'	°	'	°	'		обчислені, м		виправлені, м		x	y	
								$\Delta x$	$\Delta y$	$\Delta x$	$\Delta y$			
(праві)													Xia 1	
Д		+0,2			99	34,5			-0,01	+0,08			5117517,39	6385495,34
A	142	27,0	142	27,2			295,45	-216,51	+201,05	-216,52	+201,13			
		+0,1			137	07,3		-0,01	+0,09			300,87	696,47	
1	198	35,0	198	35,1			318,30	-152,06	+279,62	-152,07	+279,71	5116148,80	976,18	
		+0,2			118	32,2		-0,01	+0,08					
2	142	0,5	142	0,7			267,40	-245,27	+106,52	-245,28	+106,60	903,52	6386082,78	
		+0,2			156	31,5		-0,02	+0,09					
3	184	49,0	184	49,2			353,20	-311,00	+167,43	-311,02	+167,52	592,50	250,30	
		+0,2			151	42,3		-0,01	+0,09					
4	177	58,0	177	58,2			333,15	-298,74	+147,41	-298,75	+147,50	293,75	397,80	
					153	44,1								
5								$[\Delta x_i] =$	$[\Delta y_i] =$	-1223,64	+902,46			
$\Sigma \Delta x_i =$	845	49,5					1567,50	-1223,58	+902,03					
$f_{\Delta x} =$	-0,9	$f_{\Delta x} = \pm 1,0\sqrt{5} = \pm 2,2$		$n=5$				$f_{x_1} =$	$f_{x_2} =$	$f_{x_3} =$	$\frac{1}{[d_1]} =$	3600		
								$= +0,06$	$= -0,43$					
								$f_{y_1} =$	$f_{y_2} =$	$\sqrt{0,19} = \pm 0,44$				
(праві)													Xia 2	
P		+0,1			328	25,3			+0,08	-0,08			5115854,86	6386968,02
B	201	51,5	201	51,6			196,18	+116,84	-157,60	+116,92	-157,68	971,78	810,34	
					306	33,7		+0,15	-0,15					
7	167	36,5	167	36,5			387,75	+292,40	-254,63	+292,55	-254,78	5116264,33	555,56	
		+0,1			318	57,2		+0,06	-0,07					
6	218	24,0	218	24,1			160,40	+29,36	-157,69	+29,42	-157,76	293,75	397,80	
					280	33,1								
5	120	49,0	126	49,0				$[\Delta x_i] =$	$[\Delta y_i] =$	+438,89	-570,22			
					333	44,1		+438,60	-569,92					
4								$[\Delta x_i] =$	$[\Delta y_i] =$	$f_{x_2} =$	$f_{x_3} =$	$\frac{1}{[d_2]} =$	1800	
$\Sigma \Delta x_i =$	714	41,0					744,33	$f_{y_2} =$	$f_{y_3} =$	$= -0,29$	$= +0,30$			
$f_{\Delta x} =$	-0,2	$f_{\Delta x} = \pm 1,0\sqrt{4} = \pm 2,0$		$n=4$				$f_{y_1} =$	$f_{y_2} =$	$\sqrt{0,18} = \pm 0,42$				
(праві)													Xia 2	
E		-0,2			63	50,6							5115726,56	6385714,97
C	189	40,5	189	40,3			279,40	+163,53	+226,51	+163,42	+226,55	889,98	941,52	
		-0,3			54	10,3		-0,12	+0,06					
8	185	48,0	185	47,7			304,50	+202,26	+227,61	+202,14	+227,67	5116092,12	6386169,19	
		-0,2			48	22,6		-0,12	+0,06					
9	179	49,0	179	48,8			304,85	+201,75	+228,55	+201,63	+228,61	293,75	397,80	
		-0,3			48	33,8								
5	254	50,0	254	49,7				$[\Delta x_i] =$	$[\Delta y_i] =$	+567,19	+682,83			
					333	44,1		+567,54	+682,67					
4								$[\Delta x_i] =$	$[\Delta y_i] =$	$f_{x_3} =$	$f_{x_4} =$	$\frac{1}{[d_3]} =$	2300	
$\Sigma \Delta x_i =$	810	07,5					888,75	$f_{y_3} =$	$f_{y_4} =$	$+0,35$	$-0,16$			
$f_{\Delta x} =$	+1,0	$f_{\Delta x} = \pm 1,0\sqrt{4} = \pm 2,0$		$n=4$				$f_{y_1} =$	$f_{y_2} =$	$\sqrt{0,12} = \pm 0,38$				

Таблиця 14.4

## Зрівнювання координат вузлової точки і оцінка точності

Хід	Координати, м	$d$ , км	Вага $P = \frac{1}{d}$	$\varepsilon$	$P\varepsilon$	$f_x$ см	$f_y$ , см	$f_x^2$	$f_y^2$	$Pf_x^2$	$Pf_y^2$
	$x$										
1	5116293.81	1.6	0.6	+0.81	+0.49	+6	-43	36	1849	22	1109
2	293.46	0.7	1.4	+0.46	+0.64	-29	+30	841	900	1177	1260
3	294.10	0.9	<u>1.1</u>	+1.10	<u>+1.21</u>	+35	-16	1225	256	<u>1348</u>	<u>282</u>
$x_0$	5116293.00		3.1		+2.34					2547	2651
			$\frac{[P\varepsilon]}{[P]} = +0.75$								
	$x_5$					$\mu_x = \sqrt{\frac{2547}{2}} = \pm 36$ см $M_x = \pm \frac{36}{\sqrt{3.1}} = \pm 20$ см $\mu_y = \sqrt{\frac{2561}{2}} = \pm 36$ см $M_y = \pm \frac{36}{\sqrt{3.1}} = \pm 20$ см					
	$y$										
1	6386397.37	1.6	0.6	+0.37	+0.22						
2	398.10	0.7	1.4	+1.10	+1.54						
3	397.64	0.9	<u>1.1</u>	+0.64	<u>+0.70</u>						
$y_0$	6386397.00		3.1		+2.46						
	$y_5$										

12. За координатами вихідних пунктів і сумами приростів координат по ходах обчислюють координати вузлової точки  $X_5$  і  $Y_5$  по кожному ходу (табл.14.4).

$$X'_5 = X_A + [\Delta X_1]; \quad Y'_5 = Y_A + [\Delta Y_1]$$

$$X''_5 = X_B + [\Delta X_2]; \quad Y''_5 = Y_B + [\Delta Y_2]$$

$$X'''_5 = X_C + [\Delta X_3]; \quad Y'''_5 = Y_C + [\Delta Y_3]$$

13. Обчислюють ваги ходів:

$$P_1 = \frac{1}{[d_1]}; \quad P_2 = \frac{1}{[d_2]}; \quad P_3 = \frac{1}{[d_3]}; \text{ та їх суми.}$$

14. Обчислюють найімовірніше значення координат вузлової точки за формулами:

$$X_5 = \frac{X'_5 P_1 + X''_5 P_2 + X'''_5 P_3}{P_1 + P_2 + P_3} = X_0 + \frac{[\varepsilon P]}{[P]}; \quad \varepsilon = X_i - X_0$$

$$Y_5 = \frac{Y'_5 P_1 + Y''_5 P_2 + Y'''_5 P_3}{P_1 + P_2 + P_3} = Y_0 + \frac{[\varepsilon P]}{[P]}; \quad \varepsilon = Y_i - Y_0$$

15. Обчислюють нев'язки в приростах координат кожного ходу:

$$f_{x_1} = X'_5 - X_5 \quad f_{y_1} = Y'_5 - Y_5$$

$$f_{x_2} = X''_5 - X_5 \quad f_{y_2} = Y''_5 - Y_5$$

$$f_{x_3} = X'''_5 - X_5 \quad f_{y_3} = Y'''_5 - Y_5$$

16. Виконують оцінку точності обчислення найімовірнішого значення координат вузлової точки. Обчислюють середню квадратичну помилку одинці ваги  $\mu$  і середню квадратичну помилку координат  $m$ .

$$\mu_x = \sqrt{\frac{[Pf_x^2]}{n-1}} \quad \mu_y = \sqrt{\frac{[Pf_y^2]}{n-1}}$$

$$M_x = \frac{\mu_x}{\sqrt{[P]}} \quad M_y = \frac{\mu_y}{\sqrt{[P]}}$$

де  $n$  в –число ходів.

17. Величини нев'язок кожного ходу вписують у відомість обчислення координат точок теодолітних ходів і вираховують їх абсолютні і відносні величини по кожному ходу за формулами:

$$f_s = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}; \quad f_{\text{від}} = \frac{f_s}{[d]}$$

Величини відносних помилок повинні бути в межах  $\frac{1}{3000} - \frac{1}{1000}$ .

18. Якщо відносні помилки в ходах не перевищують допуски, то нев'язки в приростах координат розподіляють у відповідні прирости з оберненими знаками пропорційно довжинам ліній і обчислюють суми виправлених приростів координат кожного ходу. Вони повинні дорівнювати різниці координат кінцевих точок, тобто:

$$\begin{aligned} [\Delta X_{1\text{вм}}] &= X_5 - X_A & [\Delta Y_{1\text{вм}}] &= Y_5 - Y_A \\ [\Delta X_{2\text{вм}}] &= X_5 - X_B & [\Delta Y_{2\text{вм}}] &= Y_5 - Y_B \\ [\Delta X_{3\text{вм}}] &= X_5 - X_C & [\Delta Y_{3\text{вм}}] &= Y_5 - Y_C \end{aligned}$$

19. За виправленими приростами координат і вихідними координатами точок теодолітних ходів обчислюють координати всіх точок ходів. Контролем правильності обчислення координат точок є співпадіння координат вузлової точки  $X_5$  і  $Y_5$ , обчисленої в таблиці 26.

#### 14.4. Зрівнювання системи нівелірних ходів з декількома вузловими точками (методом послідовних наближень)

На початку зрівнювання нівелірних ходів складають схему нівелірної мережі (Рис.14.3). На схемі показують усі вихідні пункти з висотами, вузлові точки, напрями передачі висот по кожному ходу, перевищення в ходах з номером і знаком, довжини ходів, а також обчислюють нев'язки в ходах, охоплюючи всі вимірювання. Після цього складають схему зрівнювання нівелірних ходів (табл.14.5). У графу 1 записують номери вузлових точок, відмітки яких зрівнюються.

У графу 2 записують назви точок, від яких будуть обчислюватися відмітки вузлових точок.

У графу 3 записують відмітки вихідних точок, а в графу 4 вписують суми перевищень по кожному ходу в напрямі на вузлову точку. В графу 5 записують довжини ходів у км. За формулою  $P = \frac{C}{L}$  обчислюють ваги кожного ходу, їх суми на вузлових точках і записують у графу 6. Для зручності наступних обчислень на кожній вузловій точці обчислюють з точністю до 0.01 приведені ваги (графу 7) за формулою:  $P'_i = \frac{P_i}{[P]}$ ,

де  $[P]$  – сума ваг ліній, які сходяться в цій точці;

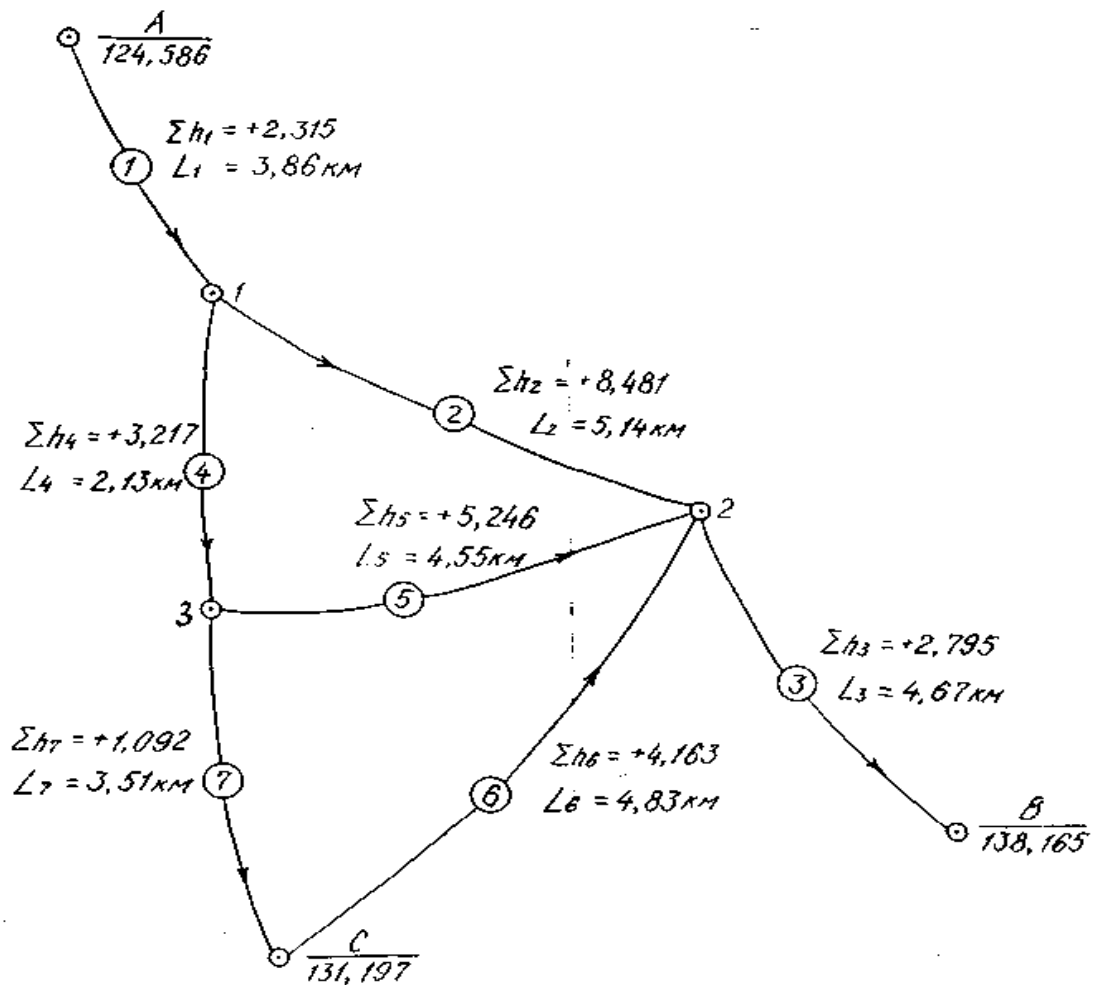


Рис. 14.3

$P_i$  – вага лінії з номером  $i$ .

Правильність обчислення наведених ваг контролюється їх сумою, тобто  $[P'] = 1.00$ . В графу 8 записують відмітки вузлових точок, обчислених у першому наближенні

$$H'_1 = H_A + [h_1] = 124.586 + 2.315 = 126.901$$

$$H'_1 = H_B + [h_3] = 138.165 - 2.795 = 135.370$$

$$H''_1 = H_C + [h_7] = 131.197 - 1.092 = 130.105$$

Обчислені відмітки вузлових точок у першому наближенні приймаємо за вихідні для обчислення відміток вузлових точок кожного ходу в другому наближенні (графу 9), додаючи перевищення до уже обчислених відміток у першому наближенні

$$H''_1 = H_A + [h_1] = 124.586 + 2.315 = 126.901$$

$$H''_1 = H'_2 + [h_2] = 135.370 - 8.481 = 126.889$$

$$H''_1 = H'_3 + [h_4] = 130.105 - 3.217 = 126.888$$

Із обчислених трьох значень відміток першої вузлової точки в другому наближенні обчислюють середнє вагове, тобто  $H''_1 = H''_1 P'_1 + H''_1 P'_2 + H''_1 P'_4 = 126.892$  і результат записують у рядок  $\Sigma$ .

Такі обчислення виконують у другому наближенні для інших вузлових точок. Аналогічно обчислюють відмітки вузлових точок у наступних наближеннях, беручи відмітки вузлових точок попереднього наближення для обчислення відміток вузлових точок наступного наближення.

Число наближень вважається достатнім, якщо розходження між результатами останнього і передостаннього наближення збігаються. Значення відміток, які одержали в останньому наближенні, вважаються зрівняними (найімовірнішими) відмітками вузлових точок. Після цього обчислюють поправки “ $v$ ”, які слід увести в перевищення кожної лінії (графа 13). Поправки “ $v$ ” обчислюють як різниці між зрівняними значеннями відміток вузлових точок і тими числами в графі останнього наближення, із яких обчислено значення зрівняних висот, як середнє вагове. Контролюють правильність обчислення кінцевих відміток точок і поправок “ $v$ ” у перевищення:  $[P'V] \leq 0.5$  мм.

Оцінка точності за результатами зрівнювання полягає в обчисленні середньої квадратичної помилки одиниці ваги “ $\mu$ ” і середньої квадратичної помилки нівелюванню на 1 км ходу “ $m_{\text{км}}$ ”.

Для оцінки точності кожного ходу обчислюють величини  $PV^2$  і їх суму для всієї системи ходів. Середня квадратична помилка одиниці ваги обчислюється за формулою:

$$\mu = \sqrt{\frac{[PV^2]}{n-k}}$$

де  $n$  – число ходів і  $k$  – число вузлових точок у мережі.

Середню квадратичну помилку нівелювання на один кілометр ходу обчислюють за формулою:  $m_{\text{км}} = \frac{\mu}{\sqrt{C}}$ . Якщо для обчислення ваг величину “ $c$ ”

брали рівною одиниці, тобто коли  $C = 1$ , то  $m_{\text{км}} = \mu$ .

Після обчислення найімовірніших відміток вузлових точок і оцінки точності розпочинають зрівнювати одиночні нівелірні ходи, як такі, що прокладені між двома твердими реперами і обчислюють відмітки всіх точок ходу.

Таблиця 14.5

№ випробування	Назва випробування	Відхилення від нуля	[M], мм	L, мм	Вантаж		Навантаження					PV	PV <sup>2</sup>	
					$P = \frac{1}{L}$	$P = \frac{1}{L}$	I	II	III	IV	V			V <sub>max</sub>
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
№1	A	124.586	+2.315	3.66	0.26	0.28	126.901	126.901	126.901	126.901	126.901	126.901	-1.96	12.74
	№2		-8.481	5.14	0.19	0.21	889	889	884	885	884	884	+2.10	19.00
	№3		-5.217	2.15	0.47	0.51	888	888	889	885	884	884	0	0
Σ		138.165	-2.795	4.67	0.92	1.00	126.892	126.892	126.986	126.984	126.894		+0.14	5.25
№2	№1		+8.481	5.14	0.19	0.25	135.970	135.970	135.970	135.970	135.970	135.970	-1.05	—
	№3		+5.246	4.55	0.22	0.27	582	582	573	577	575	575	-2.50	—
	C	151.197	+4.168	4.85	0.21	0.25	560	560	560	560	560	560	+1.76	14.08
Σ					0.83	1.00	135.365	135.365	135.366	135.365	135.365		-0.54	5.25
№3	№1		+5.217	2.15	0.47	0.48	130.118	130.118	130.100	130.113	130.111	130.111	0	—
	№2		-5.246	4.55	0.22	0.23	124	124	119	120	119	119	-1.84	—
	C	151.197	-1.092	3.51	0.28	0.29	130.105	130.105	130.105	130.105	130.105	130.105	+1.74	10.08
Σ				0.97	1.00		130.116	130.110	130.111	130.111	130.111		-0.10	

$$\mu = \sqrt{\frac{[PV^2]}{n-k}} = \sqrt{\frac{66.40}{7-3}} = \pm 4.1 \text{ мм}; \quad m_{\text{max}} = \frac{\mu}{\sqrt{C}} = \pm \frac{4.1}{\sqrt{1}} \quad [PV^2] = 66.40$$

## 14.5. Зрівнювання незалежної мережі нівелірних ходів способом В.В. Попова

Мережу нівелірних ходів називають незалежною, якщо вона не прив'язана до реперів державної нівелірної мережі або прив'язана тільки до одного репера. Такі мережі зручно зрівнювати способом полігонів В.В. Попова.

Для цього складають схематичний рисунок мережі полігонів з зазначенням номерів вузлових точок і полігонів, довжин ходів (у кілометрах), сум перевищень і числа штативів (станцій) кожної ланки.

На рис. 14.4 А – вихідна нівелірна марка; В, С, D – вузлові точки, які не мають відміток;  $L$  – довжина ланок в кілометрах;  $n$  – число штативів; стрілками показано напрями з додатними перевищеннями.

Безпосередньо, згідно з рисунком, обчислюють нев'язки в сумах перевищень по кожному полігону, визначаючи знаки нев'язок для напрямів, що збігаються з ходом годинникової стрілки. Визначають якість вимірних перевищень шляхом порівняння одержаних нев'язок з допустимими, обчисленими згідно з вимогами нівелювання IV кл. за формулою:  $f_{\text{доп}} = \pm 20 \text{ мм} \sqrt{L}$ .

У наведеній формулі  $L$  – довжина ходу виражена в кілометрах.

Обчислені і допустимі нев'язки записують на рисунку в середині відповідних полігонів (рис. 14.4).

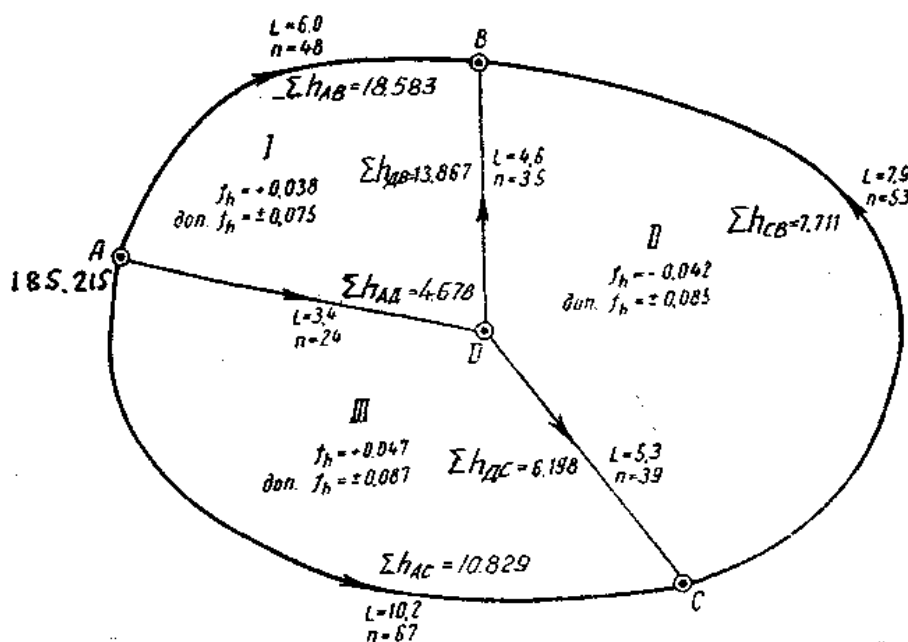


Рис. 14.4

Складають схему полігонів для зрівнювання перевищень (рис. 14.5) і вказують на ній номери вузлових точок і полігонів.

На цій схемі в середині кожного полігона під його номером заготовляють табличку нев'язок (у міліметрах), а біля кожної ланки – табличку поправок, при цьому по зовнішніх ланках – по одній табличці із

зовнішньої сторони, а по внутрішніх ланках – по дві таблички з обох сторін кожної ланки.

Після цього обчислюють з точністю до 0.01 червоні числа для кожної ланки кожного полігона за правилом: червоне число ланки дорівнює числу штативів ланки, поділеному на число штативів усього полігона (або довжині ланки в км, поділеному на периметр усього полігона).

Для ланок AB, BD і DA першого полігона (рис.14.5) відповідно будемо мати такі червоні числа: 0.45, 0.33 і 0.22. Сума червоних чисел у кожному полігоні повинна дорівнювати 1. Червоні числа випишують над відповідними табличками червоним кольором. Безпосередньо на схемі розподіляють нев'язки, починаючи з найбільшої за абсолютною величиною в такій послідовності: множать нев'язку цього полігона послідовно на кожне червоне число його ланки. (В нашому прикладі для III полігона, з якого почали зрівнювання, одержали поправки +25, +8, +14). Одержані добутки записують у зовнішні таблички поправок під відповідними червоними числами із знаком нев'язки, і сума всіх добутків повинна дорівнювати величині нев'язки, тобто нев'язці III полігона. На схемі розподілену нев'язку підкреслюють.

Переходять до сусіднього полігона I. В таблиці нев'язок записують під нев'язкою полігона нову, одержану як алгебраїчну суму нев'язки з поправкою, винесеною за рахунок спільної ланки із сусіднього полігона  $(+38)+(+8)=(+46)$ . Нову нев'язку множать послідовно на червоні числа кожної ланки цього полігона, а одержані добутки записують у відповідні таблички поправок, контролюючи їх суму, яка повинна дорівнювати величині нев'язки.

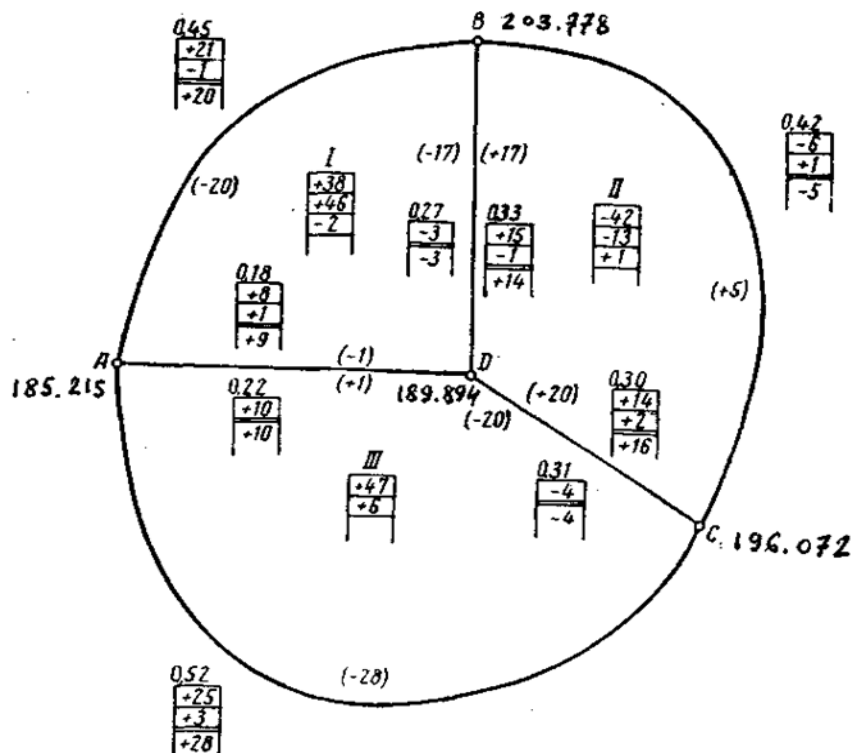


Рис. 14.5



Після цього переходять до наступного, II полігона, обчислюють його нову нев'язку, у якій враховані внесені за рахунок спільних ланок поправки з сусідніх полігонів  $(-42)+(+15)+(+14)=(-13)$ , з цією нев'язкою діють так само, як описано в попередніх полігонах.

Закінчивши таким чином перший круг, переходять знову до початкового полігона. Обчислюють його нову нев'язку, яка складається з алгебраїчної суми поправок, внесених із спільних ланок сусідніх полігонів  $(+10)+(-4)=(+6)$ . Записують її в табличку нев'язок, множать послідовно на червоні числа ланок. Одержані добутки записують у відповідні таблички поправок і контролюють суми добутків. Потім, переходячи послідовно від полігона до полігона, діють аналогічно до тих пір, поки нев'язки всіх полігонів будуть дорівнювати нулю, тобто будуть винесені за зовнішні межі полігонів.

Після закінчення розподілу нев'язок обчислюють алгебраїчну суму поправок у кожній табличці і записують її під подвійною лінією. Обчислюють поправки в сумах перевищень по кожній ланці і записують їх на схемі в дужках біля відповідної ланки з внутрішньої сторони полігона.

Поправка в суму перевищень внутрішньої ланки дорівнює алгебраїчній сумі чисел зовнішньої таблички поправок, взятої з протилежним знаком, плюс алгебраїчна сума чисел внутрішньої таблички поправок.

Наприклад, у II полігоні:

для ходу  $CD$  поправка буде:  $-(-4)+(+16)=(+20)$

для ходу  $DB$  поправка буде:  $-(-3)+(+14)=(+17)$

для ходу  $BC$  поправка буде:  $-(-5)+0=(+5)$ .

Обчислені поправки записують у таблицю зрівнювання полігонів, (табл.14.6). Алгебраїчна сума поправок по кожному полігону повинна дорівнювати величині нев'язки з протилежним знаком.

Після обчислення поправок у перевищення виконують оцінку точності нівелювання, тобто обчислюють середню квадратичну помилку одиниці ваги

і середню квадратичну помилку нівелювання на 1 км ходу  $\mu = \sqrt{\frac{PV^2}{r}}$ ,

де  $v$  – поправка в суму перевищень ланки

$p = \frac{1}{n}$  – число, обернене кількості штативів ланки;  $r$  – число полігонів.

$$m_{\text{км}} = \mu \sqrt{\frac{[n]}{[L]}}$$

де  $\frac{[n]}{[L]}$  – середнє число штативів на 1 км ходу.

$$\mu = \sqrt{\frac{[PV^2]}{r}} = \sqrt{\frac{38.8}{3}} = \pm 3.6 \text{ мм}; \quad m_{\text{км}} = \mu \sqrt{\frac{[n]}{[L]}} = 3.6 \sqrt{\frac{266}{37.4}} = \pm 9.6 \text{ мм}.$$

За вихідною відміткою марки А і відповідних сум перевищень з урахуванням поправок обчислюють відмітки вузлових точок В, С, D, контролюючи їх за всіма наявними напрямками:

$$h_{AB} = +18.583 + (-20) = +18.563 \quad H_A = 185.215$$

$$h_{BC} = -7.711 + (+5) = -7.706 \quad H_B = 203.778$$

$$h_{CA} = -10.829 + (-28) = -10.857 \quad H_C = 196.072$$

$$\Sigma_h = 0.000 \quad H_A = 185.215$$

$$h_{BD} = -13.867 + (-17) = -13.884 \quad H_D = 203.778 - 13.884 = 189.894$$

$$h_{AD} = +4.678 + (-1) = +4.679 \quad H_D = 185.215 + 4.679 = 189.894$$

$$h_{CD} = -6.198 + (-20) = +6.178 \quad H_D = 196.072 - 6.178 = 189.894$$

Таблиця 14.6

№ полігонів	Ланки	L, км	n	$P = \frac{1}{n}$	Нев'язки полігонів, мм	Червоні числа	V	V <sup>2</sup>	PV <sup>2</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	AB	6.0	48	0.02		0.45	-20	400	8.0
	BD	4.6	35	0.03		0.33	-17	289	8.3
	DA	3.4	24	0.04		0.22	-1	1	0.0
		14.0	107		+38	1.00	-38		
II	CD	5.3	39	0.03		0.31	+20	400	10.3
	DB	4.6	35	0.03		0.27	+17	—	—
	BC	7.9	53	0.02		0.42	+5	25	0.5
		17.8	127		-42	1.00	+42		
III	CA	10.2	67	0.01		0.52	-28	784	11.7
	AD	3.4	24	0.04		0.18	+1	—	—
	DC	5.3	39	0.03		0.30	-20	—	—
		18.9	130		+47		-47		
		[37.4]	[266]						[38.8]

Обчислення відміток можна виконувати безпосередньо на схемі або у відомості обчислення відміток.

Способом В.Б. Попова можна зрівнювати також незалежні мережі теодолітних ходів.

Спочатку зрівнюють горизонтальні кути, розподіляючи кутові нев'язки в зімкнутих полігонах пропорційно червоним числам. Обчислюють зрівняні дирекційні кути і прирости координат. За обчисленими приростами координат обчислюють нев'язки в приростах координат у кожному зімкнутому полігоні. Нев'язки в приростах координат розподіляють у зімкнутих полігонах так, як виконували зрівнювання перевищень у незалежній нівелірній мережі, виконуючи окремо зрівнювання приростів абсцис і приростів ординат.

#### Питання для самоконтролю до теми 14.

1. Мета зрівнювальних робіт.
2. Зрівнювання системи нівелірних ходів з однією вузловою точкою.
3. Зрівнювання системи теодолітних ходів з однією вузловою точкою
4. Зрівнювання системи нівелірних ходів з декількома вузловими точками (методом послідовних наближень).
5. Зрівнювання незалежної мережі нівелірних ходів способом В.В. Попова

## **ЛЕКЦІЯ 28-29. Тема 15. Топографо-геодезичні роботи при інженерних вишукуваннях і будівництві**

- 15.1. Застосування геодезії в інженерно-будівельній справі.
- 15.2. Геодезична основа крупномасштабних знімачь.
- 15.3. Особливості знімання забудованих територій.
- 15.4. Топографо-геодезичні роботи при вишукуванні трас, залізниць і автомобільних доріг.
- 15.5. Нівелювання траси і поперечників.
- 15.6. Складання поздовжнього профілю .
- 15.7. Геодезична будівельна сітка.
- 15.8. Перенесення проєкту споруди в натуру.
- 15.9. Елементи розмічувальних робіт.

*Література: Грабовий В.М. Геодезія : навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с. (406-445)*

### **15.1. Застосування геодезії в інженерно-будівельній справі**

Геодезія широко застосовується в різних галузях народного господарства, особливо в інженерно-будівельній справі. Застосування геодезії в інженерно-будівельній справі збільшилося настільки, що виникла необхідність створення нової області геодезичної науки – прикладної (інженерної) геодезії.

Прикладна геодезія вивчає методи проведення геодезичних робіт при будівництві інженерних споруд, створенні головної і робочої геодезичної основи, виконанні топографічних знімальних робіт при різних інженерних дослідженнях, організацію та методи виконання спеціальних знімальних робіт, способи геодезичної підготовки проєктів інженерних споруд для перенесення їх на місцевість, методи розмічувальних робіт, організація і проведення геодезичних спостережень під час зведення та експлуатації інженерних споруд.

Складовими частинами прикладної геодезії є:

1. топографо-геодезичні вишукування майданчиків і трас;
2. інженерно-геодезичне проєктування споруд;
3. геодезичні розмічувальні роботи;
4. геодезична вивірка конструкцій і технологічного обладнання;
5. спостереження за деформаціями споруд і їх основ.

Кожна з цих частин пов'язана з певними етапами інженерно-будівельного процесу і відрізняється розв'язанням різних задач та точністю вимірювань.

Топографо-геодезичні вишукування – найбільш відомий вид робіт. Сюди входять побудова на майданчику планових і висотних опорних мереж, великомасштабна топографічна зйомка, знімання майданчиків, трасування лінійних споруд, геодезична прив'язка геологічних виробок і т. п.

Топографо-геодезичні вишукування є основою для проєктування споруд і проведення інших видів вишукувань та обстежень. Тут широко застосовують методи аерофотоузування.

Інженерно-геодезичне проєктування входить у комплекс робіт при складанні проєктів споруд і складається із створення топографічної основи у вигляді планів та профілів у необхідних масштабах, розробки генеральних планів споруд, геодезичної підготовки проєкту для винесення його в натуру, розв'язання задач горизонтального та вертикального розмічування, підрахунок площ та об'ємів робіт та інше.

Розмічування споруд є основним видом геодезичних робіт при перенесенні проєкту в натуру. Цей вид робіт вимагає більш високої точності геодезичної основи і більш старанних геодезичних вимірювань ніж при знімальних роботах. До складу розмічувальних робіт входять побудова розмічувальної основи в виді триангуляції, полігонометрії, трилатерації, будівельної сітки, винесення в натуру від розмічувальної основи головних осей споруд, детальна розмітка для будівництва фундаментів, підземних комунікацій, будівель.

Геодезична вивірка конструкцій і технологічного обладнання, яка виконується в плані, за висотою і по вертикалі є найбільш точним видом інженерно-геодезичних робіт, які виконуються спеціально опрацьованими методами і приладами. Тут широко впроваджуються нові методи вимірювань і автоматизовані прилади.

Спостереження за деформаціями споруд виконуються високоточними геодезичними методами і охоплюють вимірювання осідань основ та фундаментів, визначення планових зміщень споруд, установа кренів (нахилів) висотних споруд, труб, веж.

### **15.2. Геодезична основа великомасштабних знімань**

У плановому відношенні геодезичною основою для топографічних знімань масштабів 1:5000-1:500 є пункти Державної геодезичної мережі, геодезичні мережі згущення та знімальні мережі, а у висотному відношенні – репери і марки Державної нівелірної мережі I, II, III, IV класів і всі точки, висоти яких визначені з точністю технічного нівелювання. При зніманнях з висотами перерізу рельєфу через 2 і 5 м висотною основою можуть бути пункти, висоти яких визначені з тригонометричного нівелювання.

Пункти Державної геодезичної мережі і мережі 1 і 2 розрядів, крім знімальної основи, використовують для розв'язання різних інженерних задач у вишукуванні і будівництві і, зокрема, для перенесення у натуру проєктів будівництва. Число пунктів знімальної основи при зніманні забудованих територій на 1 км<sup>2</sup> не повинно бути менше:

Масштаб знімання	Мінімальне число точок знімальної основи
1:5000	4
1:2000	8
1:1000	16
1: 500	32

Точність знімальних мереж у всіх випадках повинна бути такою, щоб середні помилки її пунктів у плановому відношенні не перевищували 0.1 мм у масштабі створюваного топографічного плану, а у висотному відношенні помилки цих пунктів повинні бути не більше 1/10 прийнятого для плану висоти перерізу рельєфу.

Державна геодезична мережа будується у відповідності з “Інструкцією про побудову державної геодезичної мережі”. Геодезичні мережі згущення 1 і 2 розрядів будуються методами полігонометрії і триангуляції. Знімальна основа на забудованій території будується переважно прокладанням теодолітних ходів.

### **15.3. Особливості знімання забудованих територій**

Топографічні знімання в масштабі 1:5000 і більше виконуються різними методами: стереотопографічним, комбінованим, тахеометричним, фототеодолітним і теодолітним.

Основними методами вважаються стереотопографічний і комбінований. При відсутності матеріалів аерофотознімання знімання забудованих територій дозволяється виконувати наземними методами. Розрізняють горизонтальне знімання забудованих територій, коли виникає необхідність аналітичного визначення великої кількості точок місцевості (кути кварталів, капітальних споруд і т. д.), і знімання рельєфу (висотне або вертикальне знімання) забудованих територій. Знімання забудованих територій складається із знімання проїздів (провулків, вулиць, площ) і внутрішньоквартального.

До початку знімання забудованих територій складають проєкт розвитку знімальної основи. Проєкт складається на картах найбільш великого масштабу з урахуванням характеру і щільності забудови. Знімання забудованої території виконується з пунктів геодезичних мереж і точок знімальної основи. Уздовж вулиці, залежно від умов знімання і ширини вулиці, прокладають один або два знімальні теодолітні ходи.

Теодолітні ходи, прокладені з двох сторін вулиці, зв'язуються поперечними ходами на роздоріжжях вулиць або всередині ходу. В населених пунктах з прямолінійними вулицями замість знімальних ходів можуть бути розмічені створні лінії між пунктами геодезичної основи за координованими кутами кварталів або опорних будівель.

Контури на забудованій території знімають за допомогою теодоліта і мірної стрічки або поєднанням мензульного знімання з промірами мірною стрічкою (комбінований метод).

Знімання теодолітом і мірною стрічкою виконують способами: перпендикулярів (прямокутних координат), лінійних засічок, полярним і прямих кутових засічок.

Для знімання способом перпендикулярів теодолітні ходи прокладають поблизу фасадів будівель (рис. 15.1), укладаючи мірну стрічку вздовж сторони теодолітного ходу або лінії створу між створними точками, які розмічають за допомогою теодоліта через 20 м при зніманні в масштабі

1:500; 40 м при зніманні в масштабі 1:1000 і 60 м при зніманні в масштабі 1:2000, беруть відліки біля основ перпендикулярів, вимірюючи довжини перпендикулярів рулеткою.

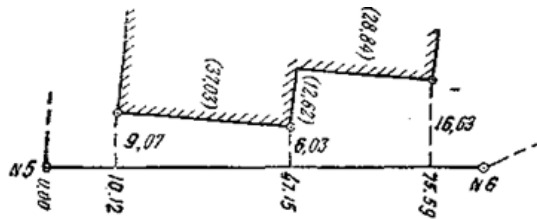


Рис.15.1

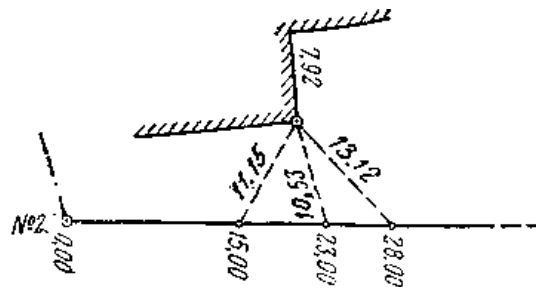


Рис. 15.2

Чим коротші перпендикуляри, тим більша точність знімання. Перпендикуляри будують за допомогою екера. Після цього виконують обмір будівлі. Результати всіх вимірювань записують в абрисі, як зображено на Рис.15.1. При накладці контурів на план результати обмірів, які записані в абрисі, є контролем правильності знімання. При зніманні методом лінійних засічок мірна стрічка укладається в створі лінії і на ній вибирають точки основ засічки з таким розрахунком, щоб вони разом з визначуваною точкою утворювали рівносторонній трикутник. Точки основ засічок повинні відмічатися на поділках мірної стрічки рівним цілим метрам (рис. 15.2).

Довжини сторін засічки вимірюють сталюю рулеткою і не повинні перевищувати довжини рулетки (20-50 м).

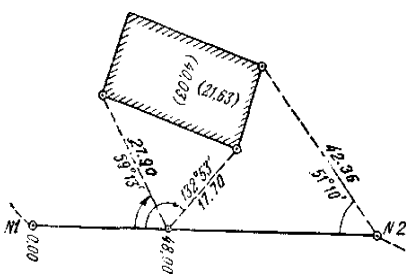


Рис. 15.3

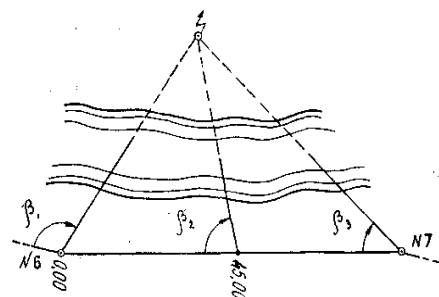


Рис. 15.4

При полярному способі знімання (рис. 15.3) кути вимірюють теодолітом при одному положенні вертикального круга з точністю  $1'$ , а відстані – мірною стрічкою, сталюю рулеткою, оптичним або нитковим віддалеміром. При вимірюванні відстаней мірною стрічкою створ лінії визначається теодолітом.

Спосіб прямих кутових засічок (рис. 15.4) застосовують там, де неможливо виконувати безпосередньо вимірювання віддалей. Для

визначення положення визначуваної точки вимірюють два кути, прилеглі до базису, а для контролю необхідно мати не два, а три напрями на визначувану точку. Базисом може бути сторона або частина теодолітного ходу або будь-які два пункти планової основи, між якими є видимість.

Прилеглі кути вимірюють одним півприйомом з точністю 1'. Кут при визначуваній точці повинен бути в межах 30°-150°.

Внутрішньоквартальне знімання, як правило, виконується після закінчення знімання проїздів.

Перед виконанням внутрішньоквартального знімання на планшет з абрисів накладається знята ситуація проїздів і фасадів. Це знімання виконується так само, як знімання проїздів. При наявності перешкод для знімання всередині кварталів з точок знімальної основи знімання можна виконувати з точок висячих теодолітних ходів, які спираються одним кінцем на опорну точку.

Висотне знімання забудованих територій у рівнинних районах виконується нівелірами або горизонтальним променем теодоліта, а в горбистій місцевості – нахиленим променем. Висотне знімання може виконуватися одночасно з горизонтальним зніманням або окремо при наявності планів горизонтального знімання. Рисовка рельєфу може виконуватися безпосередньо під час знімання, а також камерально. На ділянках з щільною забудовою дозволяється не проводити горизонталі, а обмежитись тільки підписами висот точок.

Нанесення контурів і об'єктів місцевості на план слід виконувати в тій послідовності, у якій виконувались роботи під час знімання (закоординовані точки кутів кварталів і капітальних споруд, проїзди, внутрішня частина кварталів). Складання плану за матеріалами знімання, виконаного методом перпендикулярів і засічок, починається з нанесення на план ліній і всіх точок ходів, які є основами перпендикулярів або з яких були виконані засічки. Від цих точок перпендикулярами і засічками наносять контурні точки і об'єкти місцевості. Спочатку на план наносять усі будівлі і об'єкти, які мають значення орієнтирів.

Внутрішньоквартальна забудова наноситься на план після нанесення забудови проїздів. В останню чергу наносять контури, визначені з висячих ходів. Правильність нанесення контурів на план контролюється під час складання за допомогою контрольних промірів, виконаних при зніманні. Одночасно із складанням плану проїздів і внутрішньоквартальної ситуації на план виписують відмітки точок, обчислені в журналі знімання.

#### **15.4. Топографо-геодезичні роботи при вишукуванні трас залізниць і автомобільних доріг**

Вишукування для технічного проекту починають з камерального трасування майбутньої дороги на картах. Після цього виконують рекогностування і вибір напрямів ліній магістралі на місцевості.

Магістраль повинна відповідати таким вимогам:

повинна бути прокладена так, щоб при будівництві споруди

був мінімум земляних робіт.

повинна бути прокладена по найкоротшій віддалі між заданими точками, тобто потрібно добиватись, щоб було менше кутів поворотів, а лінії магістралі були за можливості довшими. Для перенесення проекту траси з плану або карти на натуру визначають графічно на карті координати вершин кутів повороту траси і по них обчислюють дирекційні кути та довжини прямих ділянок траси. Обчислені дирекційні кути прямих ділянок траси використовують для обчислення кутів повороту траси.

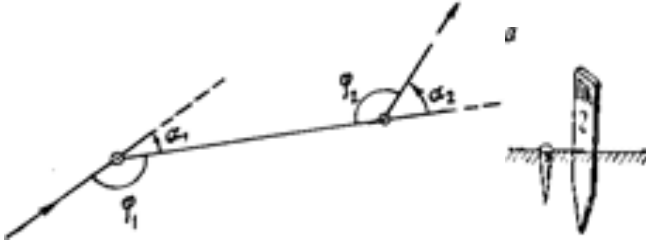


Рис. 15.5

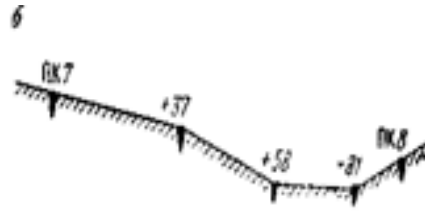


Рис. 15.6

Крім цього, вершини кутів повороту траси на карті прив'язують до чітких контурів та за даними прив'язки переносять на місцевість вершини кутів повороту траси, закріплюють їх стовпами і після цього виконують провішення осі траси.

Провіщення відрізків траси на місцевості виконують за допомогою теодолітів. На місцевості теодолітом вимірюють кути  $\varphi_1$  і  $\varphi_2$  (рис. 15.5), за якими обчислюють кути повороту траси  $\alpha_1$  і  $\alpha_2$  з точністю до  $1'$ .

Усю магістраль, починаючи від початкової точки, ділять на рівні відрізки по 100 м (рис. 15.7), кінці цих відрізків закріплюються кілками, які називаються пікетами, забитими в землю так, щоб їх торці були вище поверхні землі на 1 см, біля нього забивають сторожок, на якому вказується номер пікету (рис.15.6,а).

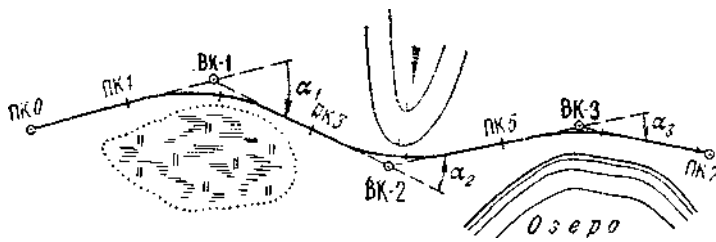


Рис. 15.7

Початок траси відмічається пікетом за номером "0". Це приводить до того, що номер будь-якого пікету виражає віддаль від початку траси до цього пікету в сотнях

метрів. На перегінах місцевості між пікетами, а також у місцях перетину траси з підземними і наземними комунікаціями, річками, дорогами забивають кілки. Ці точки називаються "плюсовими точками", їх позначають віддаллю від заднього пікету в метрах.

Наприклад: ПК 7+37 (рис. 15.6, б). Отже, віддаль від початку траси дорівнює 737 м. У тих місцях, де траса проходить уздовж косогорів або в місцях, де в поперечному напрямі до траси є різкі коливання рельєфу, намічають і закріплюють поперечники. Для цього в необхідних місцях будують лінії, які перетинають вісь траси під прямими кутами. Як правило,



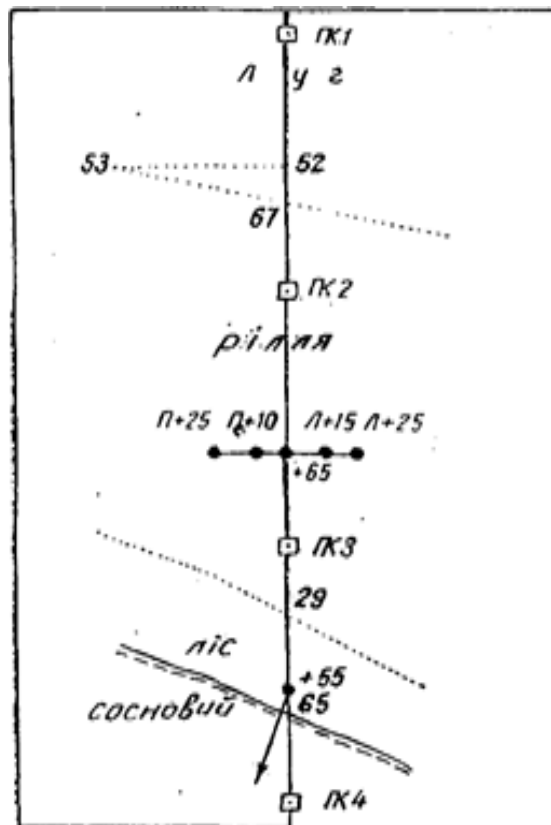


Рис. 15.8

для побудови поперечників використовують екер. На лініях поперечників у точках перегину поверхні землі забивають кілки, на яких підписують віддаль від осі траси літерою Л (Ліворуч) або П (Праворуч), залежно від того, з якої сторони від осі траси знаходиться точка відносно спостерігача, який дивиться в напрямі ходу траси.

Наприклад: Л+25; П+15.

Одночасно з розміткою пікетажу ведеться знімання смуги місцевості по 50 м в обидві сторони від осі траси. В межах 25 м в обидві сторони виконується інструментальне знімання, як правило, методом перпендикулярів, а від 25 м по 50 м – окомірно.

Паралельно з розміченням пікетажу і зніманням смуги ведеться абрис в особливому зошиті, який називається пікетажною книжкою, її роблять з міліметрового паперу розміром 12x20 см. Уздовж сторінки пікетажної книжки посередині проводять вісь траси і на ній відмічають розташування пікетів, плюсових точок, точок кутів повороту і поперечників (рис. 15.8).

Крім цього, в пікетажну книжку заносять результати знімання смуги місцевості, всі точки перетину траси дорогами, ріками і іншими контурами. Побудова в пікетажній книжці ведеться в певному масштабі. На сторінках пікетажної книжки стрілками показують кути поворотів траси в точках їх поворотів, а сама траса наче вирівнюється, тобто показується прямою лінією.

При переході на наступну сторінку її починають з того пікету, яким була закінчена попередня сторінка. Пікетажна книжка, як і журнал нівелювання траси, є важливим польовим документом інженерно-технічного нівелювання. Вона заповнюється дуже уважно, акуратно, простим олівцем.

## 15.5. Нівелювання траси і поперечників

По закріплених пікетах на трасі і закріплених на місцевості кривих двічі виконують нівелювання: одним ходом нівелюють усі точки пікетажу, другим тільки точки зв'язку і реperi (рис. 15.9).

Перевищення по такому ходу передають через точки зв'язку, нівелюючи їх по чорних та червоних сторонах рейок. Інші точки ходу є проміжними, їх нівелюють тільки по чорних сторонах рейок (табл. 15.1).

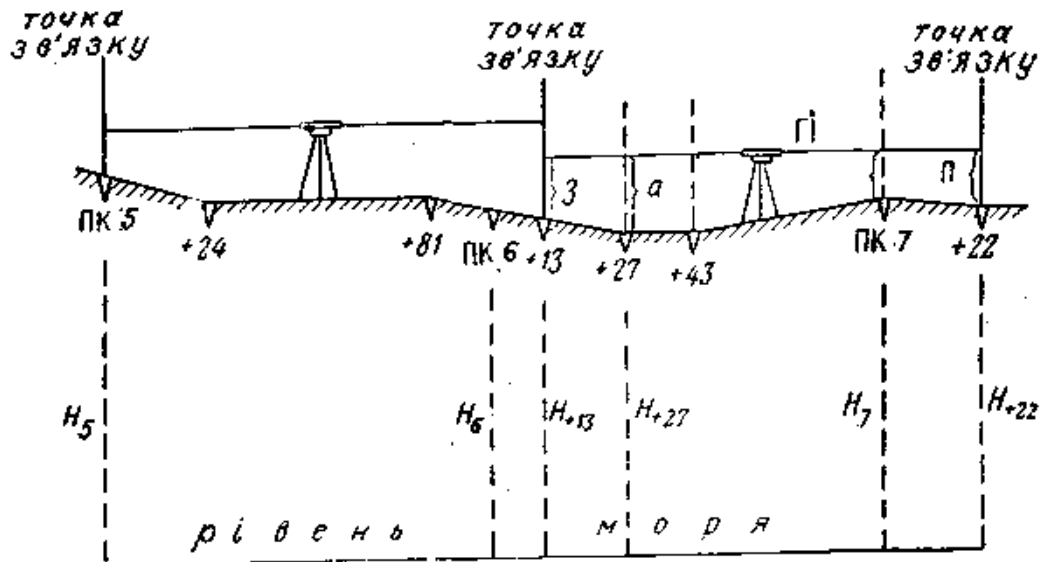


Рис. 15.9

При нівелюванні крутих схилів, коли промінь візування в один бік направляється в землю, а другий проходить вище рейки, роблять додаткові зв'язуючі точки ("іксові":  $X_1, X_2, \dots$ ). Відстані до "іксових" точок не вимірюють, але їх чітко відмічають на місцевості.

Відмітки зв'язуючих точок обчислюють за ув'язаними середніми перевищеннями. Нев'язки ходів для такого нівелювання не повинні перевищувати величини:

$$f_h = \pm 50\sqrt{L}, \text{ де } L - \text{довжина ходу в км.}$$

Відмітки проміжних точок обчислюють через "горизонт інструмента"  $H_i$ . Горизонтом інструмента називається відмітка візирного променя нівеліра на даній станції. Якщо відліки по задній і передній рейках по чорних сторонах позначити через  $З$  і  $П$ , а відлік на точці  $+27$  по чорній стороні рейки позначити через "а", то одержимо:

$$Гі = H_{+13} + 3 \text{ або } Гі = H_{+22} + П \text{ отже } H_{+27} = Гі - а.$$

За цією формулою обчислюють відмітки всіх проміжних точок. Початок і кінець траси прив'язують до найближчих реперів державної нівелірної мережі.

## Журнал технічного нівелювання

Дата 28.VII.21р.

Номера стандій	Номера точок спостережень	Відлік по рейці			Перезицкня		Горизонт інструмента, м	Висота, м	Примітка
		задній	передній	проміжні й	випірня + -	середні + -			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	ПК5	1165						112.842	
		5852							
		4687							
	+24			1405	-1079	-1078	114.007	112.602	
3	+81			1510	-1177			112.497	
	ПК6			1725	+98			112.282	
	+13		2244					111.764	
			7029						
			4785						
	+13	1517						111.764	
		6300							
		4783							
	+27			1845			113.281	111.436	
	+43			1640	+105	+106		111.641	
	ПК7			1091	+206			112.190	вісь
	Л+20			0810	-101			112.471	попереч-
	П+20			2040				111.241	ника
	+22		1412					111.870	
			6094						
			4682						
Контроль	$\Sigma_1$	14834	$\Sigma_2$ 16779	$\Sigma_3$	-1945	$\Sigma_4$ -972			
		16779							
		-1945							

**15.6. Складання поздовжнього профілю.**

Важливим підсумковим документом технічного нівелювання траси є поздовжній профіль траси (рис. 15.10).

За допомогою поздовжнього профілю виконується вертикальне планування осі споруди і земляні роботи. Вертикальний масштаб профілю беруть у 10 раз крупніше горизонтального. Робота із складання поздовжнього профілю траси складається із складання чорного профілю і побудови червоної лінії.

Чорним профілем називається профіль траси, побудований за відмітками точок траси, одержаних безпосередньо в полі, і тому вони відображують існуюче положення цих точок на час нівелювання. Всі лінії і підписи чорного профілю виконуються чорною тушшю.

Проектною лінією називається профіль осі траси, який вона повинна мати після виконання земляних робіт. Усі лінії і записи, які відносяться до проектною лінії виконуються червоною тушшю.

### 15.6.1. Складання чорного профілю

Побудова чорного профілю починається з вибору горизонтального та вертикального масштабів і відмітки умовного горизонту. Горизонтальний масштаб профілю вибирається з урахуванням рельєфу місцевості і залежно від точності проектування. При дорожніх вишукуваннях горизонтальний масштаб може бути прийнятим від 1:10000 до 1:2000. Вісь траси, як правило, проходить по лініях з невеликими ухилами, тому щоб зміни рельєфу було видно виразніше, при побудові профілю вертикальний масштаб береться в 10 раз крупніше горизонтального. При побудові профілю важливо правильно вибрати відмітку умовного горизонту, тобто лінії, відносно якої будується профіль. Умовний горизонт повинен бути вибраний таким, щоб лінія профілю ніде його не перетинала і щоб в середньому профіль був розташований над лінією горизонту на 8-10 см. Крім цього, відмітка умовного горизонту повинна бути “круглою” – кратною 10 м.

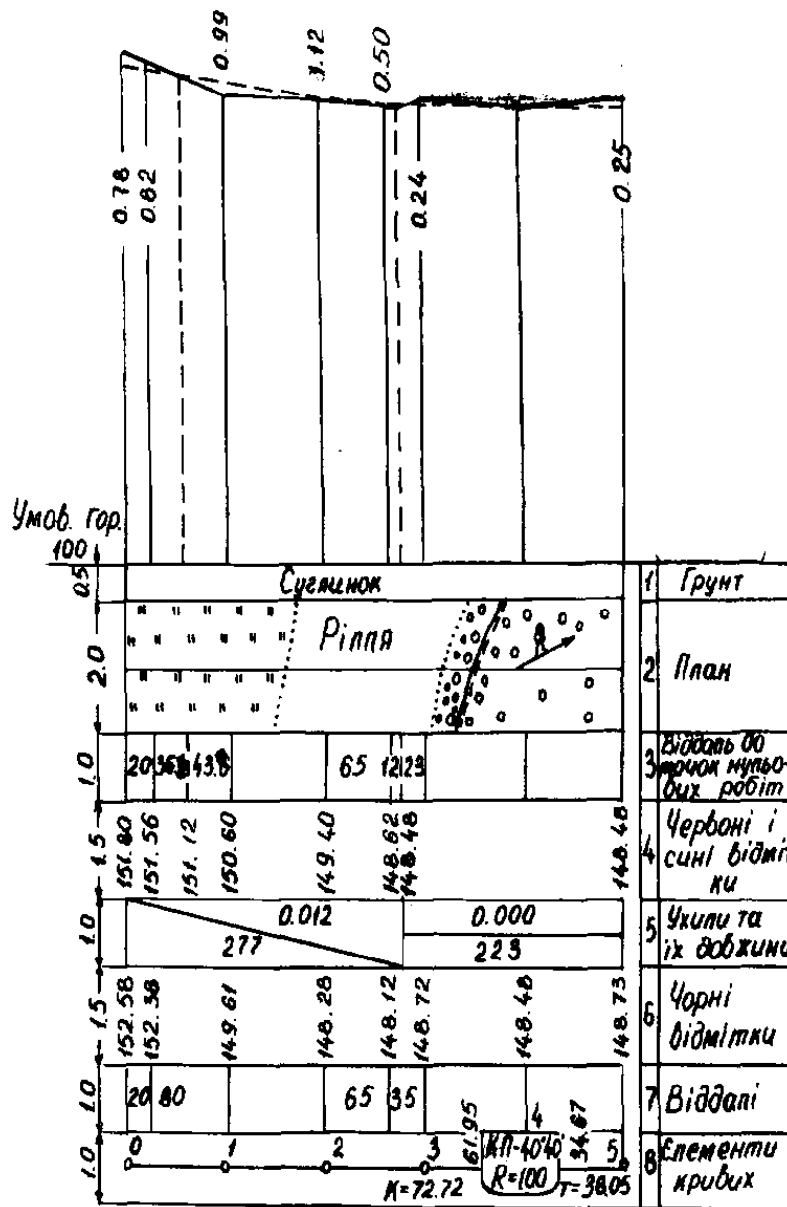


Рис. 15.10

Як правило, профіль викреслюють на міліметровому папері.

Лінію умовного горизонту проводять на аркуші міліметрового паперу з таким розрахунком, щоб під нею можна було розташувати побудування, яке називається сіткою профілю (див. рис.15.10).

Після проведення лінії горизонту в масштабі відкладають пікети і проміжні точки. В кожній одержаній точці встановлюють перпендикуляр до лінії умовного горизонту і на перпендикулярах відкладають у вертикальному масштабі профільні відмітки, які дорівнюють різниці відміток точок і умовного горизонту із заокругленням до 1 см.

Перпендикуляри і вертикальні лінії, які їм відповідають, в смугах сітки 3 і 7 проводять чорною тушшю. В смугі 7, у тих місцях, де є проміжні точки, записують відстані від заднього і переднього пікетів до даної проміжної точки в метрах. Сума таких відстаней повинна дорівнювати 100 м, тобто відстані між суміжними пікетами. В смугі 8 підписують номери пікетів, а в смугі 6 підписують абсолютні відмітки заокруглені до 1 см. Усі лінії і підписи виконують чорною тушшю.

Кінці перпендикулярів, встановлені до лінії умовного горизонту, які дорівнюють профільним відміткам у вертикальному масштабі, з'єднують прямими чорними лініями. Ламана лінія, яка утворилася, є чорним профілем. Після цього в смугі 2 сітки у відповідності з пікетажною книжкою складають план траси в горизонтальному масштабі профілю. При цьому випрямлена вісь траси наноситься червоною тушшю, а всі контури – чорною тушшю.

На осі траси пікети і проміжні точки не показуються.

Контури на плані траси зображують загальноприйнятими для цього масштабу умовними топографічними знаками.

У смугі 1 сітки профілю чорною тушшю підписують характеристику ґрунту.

### ***15.6.2. Побудова проєктної червоної лінії***

При проєктуванні земляних робіт на поздовжньому профілі траси повинна бути проведена червона лінія, яка відповідає проєктному профілю поверхні землі після виконання земляних робіт.

При проєктуванні червоної лінії розглядається декілька варіантів і вибирають той, який відповідає вимогам мінімуму земляних робіт і забезпечує заданий ухил лінії.

Проєктування червоної лінії ведеться олівцем на викресленому тушшю чорному профілі. Після того, коли остаточно вибрали варіант проєктної лінії, її викреслюють червоною тушшю. Проєктуючи червону лінію на профілі, доводиться розв'язувати такі задачі, як визначення ухилів і відміток червоної лінії, визначати відстань до точок перетину червоної лінії з чорною та визначати відмітки цих точок.

### 15.6.3. Визначення ухилу червоної лінії

Відмітки проектної лінії в нульовому і кінцевому пікетах, як правило, відомі. Таким чином постає задача провести проектну лінію на профілі між двома заданими відмітками початку і кінця лінії.

Проектуючи червону лінію і вибираючи найкращий варіант, доводиться декілька разів на профілі визначати ухили окремих відрізків червоної лінії. Для цього визначають графічно на профілі різницю відміток “ $h$ ” початку і кінця цього ухилу в метрах, ділять її на горизонтальну проекцію “ $d$ ” цього ухилу в метрах, зняту з профілю з урахуванням горизонтального масштабу профілю, і одержують ухил червоної лінії за формулою:

$$i = \operatorname{tg} \nu = \frac{h}{d}$$

На рис.15.10  $h = 3.32$  м, а  $d = 277.0$  м, тому

$$i = \frac{3.32}{277.0} = 0.012$$

Кінці окремих ухилів та горизонтальних ділянок проектується червоною тушшю в п’яту смугу сітки профілю, і на відповідній ділянці смуги проводиться діагональ, яка показує напрямок підйому або спуску ухилу, або горизонтальна лінія, яка показує горизонтальну ділянку (нульовий ухил). Зверху над діагоналлю вписують ухил до тисячних часток, а знизу – довжину траси з цим ухилом у метрах. Усі лінії і підписи виконуються червоною тушшю.

### 15.6.4. Обчислення червоних відміток

Для кожного пікету і кожної плюсової точки, крім відміток чорного профілю, потрібно також знати відмітку червоної лінії. Для обчислення цих відміток можна використати формулу:

$$i = \frac{h}{d} \quad \text{звідки} \quad h = id,$$

знаючи червону відмітку початкової точки, одержимо:

$$H_q^n = H_q^0 + h = H_q^0 + id_n \text{ де}$$

$H_q^n$  – червона відмітка  $n$ -ої точки;

$H_q^0$  – червона відмітка початкової точки;

$i$  – ухил червоної лінії;

$d_n$  – горизонтальна проекція від початкової точки до  $n$ -ої точки.

Знак  $h$  залежить від підйому чи спуску ухилу.

У нашому прикладі  $i = 0.012$ , а горизонтальні проекції відповідно: 20, 100, 200, 265 і 277 м, тому перевищення будуть дорівнювати:

$$h_{+20} = 0.012 \times 20 = 0.24 \text{ м}$$

$$h_{\text{ПК1}} = 0.012 \times 100 = 1.20 \text{ м}$$

$$h_{\text{ПК2}} = 0.012 \times 200 = 2.40 \text{ м}$$

$$h_{\text{ПК2+65}} = 0.012 \times 265 = 3.18 \text{ м}$$

$$h_{\text{ПК2+77}} = 0.012 \times 277 = 3.32 \text{ м}$$

Віднімаючи ці перевищення від червоної відмітки нульового пікету

$H_q^0 = 151.80$  м, одержимо червоні відмітки всіх точок.

Відмітки горизонтальних ділянок червоної лінії будуть скрізь дорівнювати відмітці початку цієї ділянки, тобто 148.48 м. Червоні відмітки виписують у четверту смугу сітки профілю напроти відповідних чорних відміток.

### 15.6.5. Робочі відмітки

Робочими відмітками називаються різниці червоних і чорних відміток однієї і тієї ж точки  $\Delta H = H_{\text{чер}} - H_{\text{чор}}$ . Вони визначають глибину виїмки або висоту насипу в цій точці. Якщо обчислена величина  $\Delta H$  має знак плюс, то вона характеризує висоту насипу, а якщо мінус – глибину виїмки. Це найбільш важливі для виконавця земляних робіт числа. Робочі відмітки виписують червоною тушшю з точністю до 1 см. Якщо робоча відмітка характеризує виїмку, то її виписують під проектною лінією, наприклад, 0.78; 0.82; 0.24; 0.25. Якщо робоча відмітка відноситься до насипу, то вона виписується над проектною лінією, наприклад: 0.99; 0.12; 0.50.

### 15.6.6. Сині відмітки

Перетини червоної лінії з чорною лінією профілю називаються точками нульових робіт. У цих точках земляні роботи не виконуються, тому що робочі відмітки в цих точках дорівнюють нулю. Положення цих точок на трасі необхідно знати з точністю до 0.1 м, тому що від них починають виконувати земляні роботи. Відмітки точок нульових робіт виписують у смугу червоних відміток синьою тушшю. Тому відмітки точок нульових робіт називають синіми відмітками.

Як би точно не був побудований профіль, положення точок нульових робіт буде мати на профілі великі зміщення через дуже гострі кути, які утворюються при перетині червоних і чорних ліній.

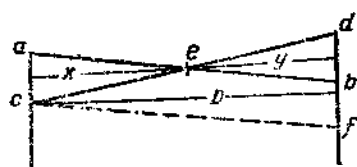


Рис. 15.11

Тому відстань від найближчих пікетів до точок нульових робіт слід обчислювати аналітично. Нехай на рис.15.11  $ab$  – червона лінія, а  $cb$  – чорна лінія. Необхідно визначити розміщення точки нульових робіт  $e$ . Очевидно,  $ac$  і  $bd$  – робочі відмітки. Відстань між вертикальними лініями  $ac$  і  $bd$  нам відома з вимірювань на трасі (розмітка пікетажу). Позначимо її літерою “ $D$ ”, а відстань до точки нульових робіт літерою  $x$ . Проведемо через точку  $c$  лінію  $cf$  паралельну до  $ab$ , тоді  $bf=ac$ . З подібних трикутників  $aec$  і  $dcf$  можна написати:

$$\frac{x}{D} = \frac{ac}{ac + bd} \quad \text{звідки} \quad x = \frac{acD}{ac + bd},$$

тобто відстань до точки нульових робіт дорівнює добуткові задньої робочої відмітки на відстань між точками траси, поділеній на суму задньої і передньої робочих відміток. У нашому прикладі задня робоча відмітка дорівнює 0.82 м, передня 0.99 м відстань між точками траси  $D=80$  м, отже:

$$x = \frac{0.82 \times 80}{0.82 + 0.99} = 36.2$$

Для контролю можна обчислити відстань у від ПК1 до точки нульових робіт  $e$ .

$$Y \frac{0.99 \times 80}{0.99 + 0.82} = 43.8 \text{ м,}$$

тоді  $X + Y = D$ ;  $D = 36.2 + 43.8 = 80.0$  м.

Відстань до точок нульових робіт виписують у смузі профілю три синьою тушшю до 0.1 м і перпендикуляр, який проектує цю точку, проводиться також синьою тушшю. Обчислення синьої відмітки виконують через ухил червоної лінії

$$h_c = ix = 0.012 \times 36.2 = 0.44 \text{ м.}$$

Додаючи до червоної відмітки задньої точки це перевищення  $h_c$ , одержимо відмітку точки нульових робіт:  $H_c = H_v + h_c$ . Знак  $h_c$  залежить від підйому чи спуску ухилу. В нашому прикладі:

$$H_c = H_{+20} + h_c = 151.56 - 0.44 = 151.12.$$

Елементи кривої виписують у восьмій колонці сітки профілю. Всі лінії і підписи виконуються червоною тушшю.

Крива показується дугою, поверненою випуклістю вниз, коли траса повертає наліво, і вверх, коли траса повертає направо. Початок і кінець кривої відмічають перпендикуляром, який проводиться до сьомої смуги. Відстань до початку і кінця кривої від найближчих до них пікетів підписують до 0.01 м уздовж цих перпендикулярів. Крім цього, біля кривої виписують кут повороту траси, довжину кривої, радіус кривої і тангенс. Усі ці дані виписують з точністю до 1 см.

### 15.7. Геодезична будівельна сітка

Геодезична будівельна сітка є найпоширенішим видом геодезичної основи розмічувальних робіт у промисловому будівництві. Вона являє собою систему опорних пунктів, розташованих у вершинах квадратів або прямокутників, які покривають будівельний майданчик.

Використовується будівельна сітка головним чином при виконанні основних геодезичних розмічувальних робіт.

Одночасно вона є основою для виконавчих зніманих, які виконуються під час будівництва і після його закінчення. Пункти будівельної сітки водночас є і висотною основою будівельного майданчика. Від пунктів і сторін будівельної сітки переносяться на натуру основні осі будинків та споруд.

Для створення будівельної сітки послідовно проводять такі дії:

1. проектування сітки;
2. попереднє розмічування сітки на місцевості;
3. визначення координат пунктів попередньо розміченої на місцевості сітки;
4. редукування (переміщення, коректування) сітки.

Проектування будівельної сітки означає: визначення місцеположення пунктів сітки на топографічному плані будівельного майданчика, вибір



способу попереднього розмічування сітки на місцевості, розрахунок необхідної точності визначення пунктів сітки, вибір способу остаточного визначення пунктів сітки на місцевості, розрахунок необхідної точності кутових і лінійних вимірювань, вибір способу зрівнювальних обчислень, вибір способу закріплення пунктів сітки на місцевості, обґрунтування прийомів редукування (виправлення) пунктів сітки і розв'язання ряду питань організації геодезичних вимірювань. Найзручніше проектувати сітки на будівельному генеральному плані. Генеральний план – це технічний документ, який висвітлює принципи організації забудованої території або території, яка підлягає забудові. На ньому зображують планове і висотне розташування всіх споруд, об'єктів благоустрою і рельєф земної поверхні.

Накреслюючи на генеральному плані місця для розташування пунктів сітки, прагнуть забезпечити максимальні вигоди виконання основних геодезичних розмічувальних робіт. Кожну з основних споруджуваних будівель розташовують усередині фігури сітки. При цьому лінії сітки розташовують паралельно до основних осей будівель і якнайближче до їх контурів. Для кращої організації будівельних робіт пункти будівельної сітки вибирають так, щоб забезпечити можливість виконання безпосередніх лінійних вимірювань по всіх сторонах сітки. Пункти розташовують у місцях, зручних для кутових вимірювань. З кожного пункту повинна бути хороша видимість на суміжні пункти. Дуже важливо розташувати пункти будівельної сітки так, щоб була забезпечена їх цілість і стійкість. Для цього фігури сітки (квадрати і прямокутники) ділять на основні і додаткові (рис. 15.12). Вершини основних фігур розташовують у місцях, які забезпечували б їх непорушність протягом усього процесу будівництва; цілість і стійкість пунктів додаткових фігур необхідна лише на період проведення геодезичних розмічувальних робіт, що супроводжують той чи інший будівельний процес. Звичайно додаткові фігури виділяють всередині основних фігур будівельної сітки. Довжини сторін фігур будівельної сітки залежать від розташування і розмірів будівель та споруд, способу проведення будівельних робіт, топографічних умов і необхідної точності геодезичних розмічувальних робіт. Практично довжини сторін основних фігур будівельної сітки приймають 100-200 м. Довжини сторін додаткових фігур іноді доводять до 40-60 м.

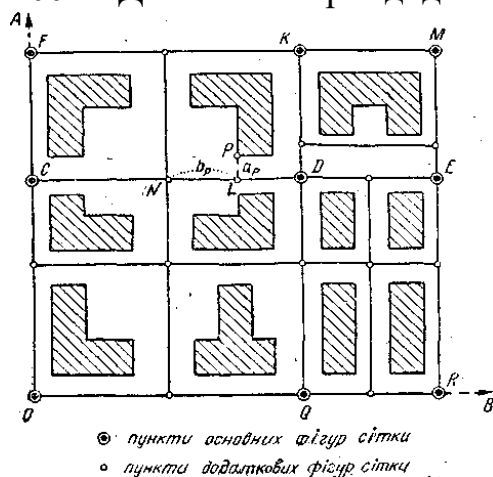


Рис. 15.12

Нанесену на генеральний план будівельну сітку переносять у природу. Побудувати на місцевості відразу строгу сітку квадратів або прямокутників дуже важко. Тому перенесення будівельної сітки в природу здійснюється в три етапи. Спочатку проводять попереднє розмічування сітки, в процесі чого знаходять приблизне розташування вершин фігур сітки. Потім, після досить точних геодезичних вимірювань, знаходять координати вершин розміченої будівельної сітки. Порівнюючи ці

значення координат з їх величинами за проектом, визначають поправки, які треба внести в положення попередньо знайдених пунктів сітки, щоб одержати на місцевості строгу сітку квадратів або прямокутників. Унесенням таких поправок (редукуванням) закінчується побудова сітки на місцевості.

### 15.8. Перенесення проекту споруди на натуру

Розмічуванням споруди або перенесенням проекту в натуру називають геодезичні роботи, які виконуються на місцевості для визначення планового і висотного розташування характерних точок і площин споруди, яка будується згідно з робочим кресленням проекту. За своїм змістом розмічувальні роботи протилежні знімальним.

Якщо при зніманні за результатами вимірювань у натурі складають плани та профілі і точність цих вимірювань залежить від масштабу знімання, то при розмічуванні, навпаки, за проектними планами і профілями знаходять на місцевості розташування осей і точок споруди для його будівництва з точністю, передбаченою нормативними документами. Тому методи вимірювань при розмічувальних роботах дещо відрізняються від знімальних, а точність значно вища порівняно з знімальними роботами.

Розмічування споруд виконується в три етапи. На першому етапі виконують основні розмічувальні роботи. Від пунктів геодезичної основи, згідно з даними прив'язки, знаходять на місцевості розташування головних розмічувальних осей і закріплюють їх знаками.

На другому етапі виконують детальне будівельне розмічування споруди. Від закріплених точок головних і основних осей розмічують поздовжні і поперечні осі окремих будівельних блоків і частин споруди з одночасною установкою точок і площин на рівень проектних відміток.

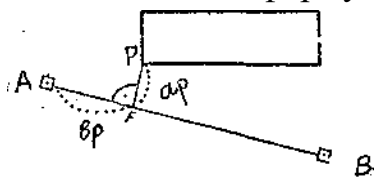
Третій етап полягає в розмічуванні технологічних осей. Після закінчення будівництва фундаментів розмічують і закріплюють монтажні (технологічні) осі для установки в проектне розташування будівельних конструкцій та технологічного обладнання. Цей етап вимагає найбільш високої точності геодезичних вимірювань.

Геодезичне перенесення проекту у натуру виконують різними способами, з яких найбільше застосовують:

- спосіб перпендикулярів (спосіб прямокутних координат);
- полярний спосіб;
- спосіб лінійних засічок;
- пряма кутова засічка.

Спосіб перпендикулярів використовується за наявності будівельної координатної сітки, закріплених на місцевості червоних ліній забудови або лінії, яка з'єднує два пункти геодезичної основи. Для перенесення в натуру точки  $P$  (Рис.15.12) вздовж прямої  $LN$  відкладають відрізок  $bp$ , а потім з кінцевої точки  $L$  цього відрізка установлюють перпендикуляр довжиною  $ap$ . Довжини відрізків  $ap$  і  $bp$  обчислюють, як різницю координат точок  $P$  і  $N$ , тобто:  $ap = x_p - x_N$ ;  $bp = y_p - y_N$ . Якщо розмічування ведеться відносно лінії, яка

з'єднає два пункти геодезичної основи (рис. 15.13), то відрізки  $a_p$  і  $b_p$  обчислюють за формулами:



$$a_p = (x_p - x_A) \cos \alpha + (y_p - y_A) \sin \alpha$$

$$b_p = (y_p - y_A) \cos \alpha - (x_p - x_A) \sin \alpha$$

де  $x_p, y_p$  – координати проекційної точки  $P$ ;

$x_A, y_A$  – координати вихідної точки  $A$ ;

$\alpha$  – дирекційний кут лінії  $AB$ .

Рис. 15.13

Координати точки  $P$  визначають графічно на генеральному плані, а перпендикуляри будують за допомогою теодоліта.

Контролем правильності розмічування можуть бути розміри будівель, наведені в проекті, і відстані між ними, а також необхідність розташування всіх точок, які виносяться в одному створі.

Величина перпендикуляра  $a_p$  не повинна перевищувати величини мірного приладу. Застосовується цей спосіб для розмічування точок споруд, розташованих близько до прямих, які з'єднують пункти геодезичної основи. Необхідною умовою використання способу прямокутних координат є можливість візування і безпосереднього вимірювання вздовж осей координат.

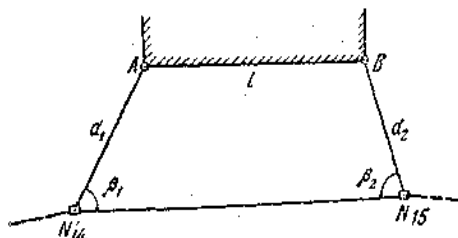


Рис. 15.14

Полярний спосіб застосовують на відкритій місцевості, де можна виконувати проміри безпосередньо від геодезичних пунктів до точок майбутньої споруди. Для такого розмічування використовують пункти (№14, 15 рис. 15.14) полігонометричного ходу. Попередньо за координатами точок 14, 15,  $A$  і

$B$ , розв'язуючи обернені геодезичні задачі, обчислюють дирекційні кути  $\alpha_{14-A}$ ,  $\alpha_{15-B}$ ,  $\alpha_{14-15}$  та відстані  $d_1$  і  $d_2$  (табл.15.2) За обчисленими дирекційними кутами обчислюють кути  $\beta_1$  і  $\beta_2$  як різницю дирекційних кутів:

$\beta_1 = \alpha_{14-15} - \alpha_{14-A}$ ,  $\beta_2 = \alpha_{15-B} - \alpha_{15-14}$  і будують розмічувальне креслення. (рис. 15.15).

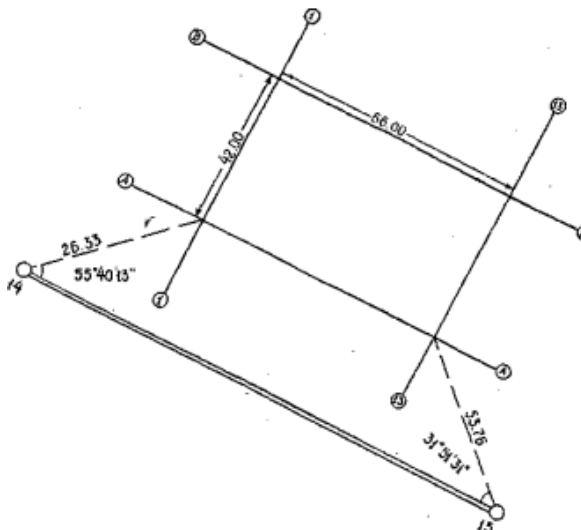


Рис. 15.15

Схема обчислення розмічувальних елементів

Позначення		$\frac{A}{1}$		$\frac{A}{13}$		15	
2	1	14		15		14	
$x_2$	$y_2$	6125.13	5271.76	6087.50	5325.98	6036.26	5342.25
$x_1$	$y_1$	6118.25	5246.34	6036.26	5342.25	6118.25	5246.34
$x_2 - x_1$	$y_2 - y_1$	+6.88	+25.42	+51.24	-16.27	-81.99	+95.91
$tg\alpha$		+3.69477		-0.31752		-1.16978	
$\alpha$	$\alpha$	74°51'20"	74°51'20"	17°36'56"	342°23'04"	49°28'27"	130°31'33"
$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	0.26125	0.96527	0.95311	0.30263	0.64979	0.76011
$d$	$d$	26.33	26.33	53.76	53.76	126.18	126.18
$\alpha_{14-15}$	$\alpha_{15-14}$	130°31'33"	310°31'33"				
$\alpha_{14-A_1}$	$\alpha_{14-A_2}$	74°51'20"	342°23'04"				
$\beta_1$	$\beta_2$	55°40'13"	31°51'31"				

Контролем розмічування є довжина виміряного відрізка  $AB$  (рис. 15.14). Довжина  $i$  споруди задана в проєкті.

При розмічуванні полярним способом часто використовують створні точки  $m, n$  полігонометричного ходу, як це показано на рис. 15.16.

Для цього попередньо обчислюють координати створних точок  $m$  і  $n$ . Кути  $\beta$  на місцевості будують за допомогою теодоліта, а відстані “ $d$ ” відкладають мірними стрічками або рулетками.

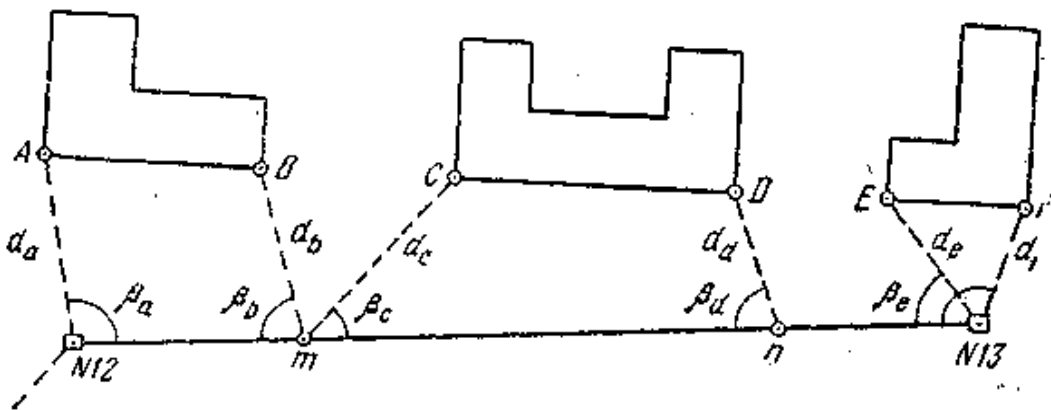


Рис. 15.16

Контролем правильності розмічування в цьому випадку буде розташування точок  $A, B, C, D, E$  і  $F$  в одному створі й відповідність заданим в проєкті значенням відстаней між цими точками.

### 15.8.1.Спосіб лінійних засічок

Суть розмітки споруди способом лінійних засічок полягає в побудові трикутників за трьома відомими сторонами (Рис.15.17) за допомогою мірних стрічок або сталевих рулеток. Цей спосіб дає хороші результати, коли

сторони засічок не перевищують довжини мірного приладу. Територія будівельного майданчика повинна мати густу мережу опорних точок і бути зручною для лінійних вимірювань.

Для контролю засічку виконують з трьох опорних точок (рис. 15.18), трикутник помилок не повинен мати сторін більших 1-2 см. Довжини сторін трикутників для лінійних засічок одержують з розв'язання обернених геодезичних задач для всіх сторін засічок, а потім цими сторонами, як радіусами, кресляться на місцевості дуги, на перетині яких знаходиться шукана точка споруди (рис.15.17).

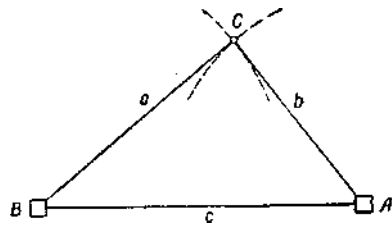


Рис. 15.17

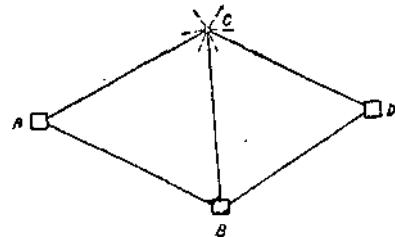


Рис. 15.18

Дуже зручно користуватися рулеткою, довжина якої більша від суми відстаней  $a$  і  $b$ . Біля точки  $B$  тримають нульовий штрих рулетки, біля точки  $A$  встановлюють відлік, що дорівнює сумі відстаней  $a$  і  $b$ , натягнувши рулетку, відмічають положення точки  $c$  на відліку, що дорівнює  $a$ . Для побудови трикутників лінійною засічкою можуть бути використані створні точки  $a, b, c, d, e$  (рис. 15.19), для цього попередньо обчислюють координати цих точок.

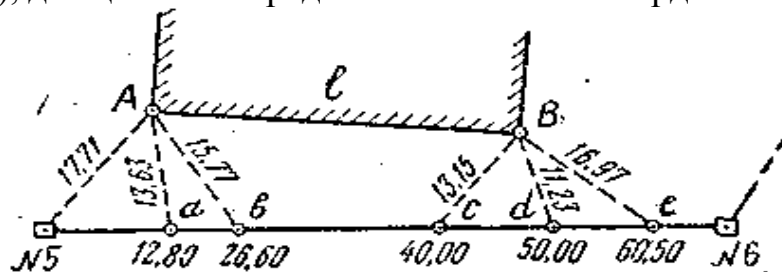


Рис. 15.19

При цьому способі вихідними точками для засічок можуть бути також кути існуючих будівель, якщо координати їх визначені аналітичними методами при топографічному зніманні.

Пряма кутова засічка застосовується в тих випадках, коли важко або неможливо виконувати лінійні вимірювання. Такі умови можуть бути, наприклад, при розмічуванні великих споруд (гребель, мостів та ін.), особливо тоді, коли важко безпосередньо виміряти відстань від опорних пунктів до визначуваних точок. Суть способу полягає в тому, що положення точки  $A$  на місцевості (рис. 15.20) визначається шляхом перенесення в натуру двох кутів  $\beta_1$  і  $\beta_2$ , кожний з яких складений напрямом до точки  $A$  і прямою, яка з'єднує два пункти геодезичної основи №10 і 11.

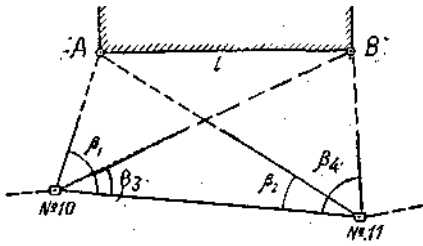


Рис. 15.20

Розмічування споруд прямою кутвою засічкою виконують двома теодолітами, встановленими на пунктах геодезичної основи. Підготовчі обчислення полягають в обчисленні кутів  $\beta$  засічки за координатами точок споруди і

пунктів геодезичної основи, контролем правильності виконаного розмічування може бути задана в проєкті відстань  $l$  між точками споруди або виконання засічку не з двох, а з трьох пунктів.

### 15.9. Елементи розмічувальних робіт

Основними елементами розмічувальних робіт є побудова проєктного кута, відкладення відстаней і винесення в натуру проєктних відміток.

#### 15.9.1. Побудова проєктного кута

Для побудови на місцевості проєктного кута  $\beta$  необхідно відшукати від заданої вихідної сторони  $AB$  (Рис.15.21) напрям, який утворює з цією стороною кут  $\beta$ . Установлюють у точці  $A$  теодоліт і приводять його в робоче положення, наводять його візирну вісь на пункт  $B$  і беруть відлік по лімбу (переважно біля  $0^\circ$ ). Додають до цього відліку величину проєктного кута  $\beta$  і відкріплюють алідаду, установлюють її на обчислений відлік. У створі візирної осі теодоліта на проєктній відстані фіксують на місцевості точку  $C_1$ . Таку саму побудову виконують при другому крузі теодоліта, відмічаючи точку  $C_2$ . Відстань  $C_1C_2$  за допомогою лінійки ділять навпіл і фіксують точку  $C$ . Для контролю кут  $BAC$  вимірюють і точку  $C$  остаточно фіксують кілком.

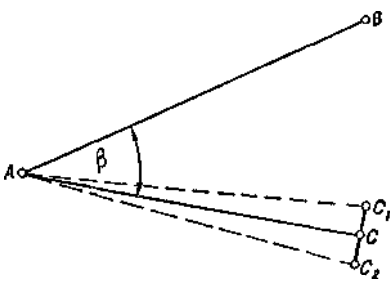


Рис. 15.21

Якщо необхідно побудувати проєктний кут з підвищеною точністю, то знайдений в першому наближенні кут  $BAC$  вимірюють декількома прийомами. Кількість прийомів  $n$  розраховують за

формулою:  $n = \frac{t^2}{m_\beta^2}$ ; де  $t$  – точність теодоліта, а  $m_\beta^2$

задана точність побудови кута. Визначивши точне значення кута  $\beta$ , утворюють різницю між проєктним кутом  $\beta$  і вимірним кутом  $\beta'$ , одержують поправку  $\varepsilon'' = \beta - \beta'$ , яку необхідно ввести для уточнення побудованого кута.

$$\beta = \beta' + \varepsilon''$$

Знаючи за проєктом відстань  $AC = d$ , обчислюють лінійну поправку  $CC_0 = l$  (рис. 15.22). Величину  $l$  обчислюють за формулою:

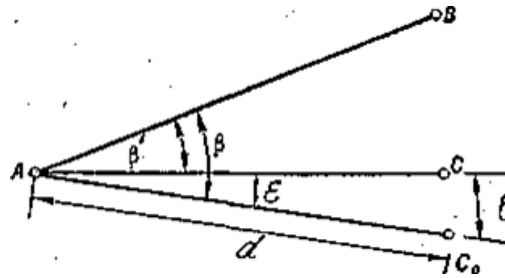


Рис. 15.22

$$l = \frac{\varepsilon''}{\rho''} d, \text{ де } \rho'' - \text{число секунд у радіані.}$$

$\varepsilon''$  – може мати знак плюс або мінус і відповідний знак буде мати величина  $l$ . Якщо величина  $l$  буде мати знак плюс, то кут збільшують, а якщо мінус – кут зменшують.

Відклавши на місцевості від точки  $C$  перпендикулярно по лінії  $AC$  величину  $l$ , фіксують точку  $C_0$  кілком. Кут  $BAC_0$  буде дорівнювати проектному куту  $\beta$ . Для контролю кут  $BAC_0$  повторно вимірюють.

### 15.9.2. Побудова проектних ліній

Для побудови на місцевості проектної лінії від вихідної точки відкладають у заданому напрямі відстань, горизонтальна проекція якої дорівнює проектному значенню.

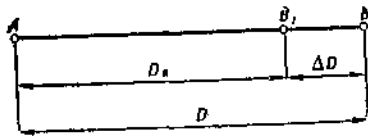


Рис. 15.23

На місцевості відкладають і закріплюють наближене значення проектної лінії  $D_n$  і тимчасово фіксують кілком точку  $B_1$  (Рис.15.23). Цю відстань з необхідною точністю вимірюють компарованими мірними приладами або точними віддалемірами з урахуванням усіх поправок вимірювань. Теодолітом вимірюють кут нахилу лінії  $AB_1$  і температуру стрічки. Після цього обчислюють сумарну поправку  $\Delta D$  за компарування, нахил лінії та температуру.

Поправку за температуру і компарування мірної стрічки вводять з протилежними знаками відносно обчислених, а за нахил лінії завжди з знаком плюс.

Відстань  $AB_1$  виправляють на величину сумарної поправки  $\Delta D$  з урахування знака поправки і фіксують кілком точку  $B$ . Для контролю побудовану лінію  $AB$  повторно вимірюють.

### 15.9.3. Винесення на натуру проектних відміток

Проектні відмітки виносять у натуру від найближчих реперів, використовуючи горизонт інструмента. Встановлюють нівелір посередині між репером Реп1 і точкою  $P$ , яка виноситься (Рис.15.24), обчислюють горизонт інструмента  $H_i = H_{\text{реп1}} + a$ , де  $H_{\text{реп1}}$  – відмітка репера;  $a$  – відлік по рейці, установленій на Реп1.

Щоб установити точку  $P$  на проектну відмітку  $H_{пр}$ , необхідно знати величину відліку  $b$ . З рис.15.24 виходить:  $b = H_i - H_{пр}$ . Обчисливши відлік  $b$ , рейку в точці  $P$  піднімають або опускають, добиваючись, щоб відлік по середній нитці труби нівеліра був рівним з обчисленим. П'ятка установленної рейки буде відповідати проектній відмітці, і її фіксують у натурі, забиваючи кілок або проводять риску на колоні, стіні і т. п.

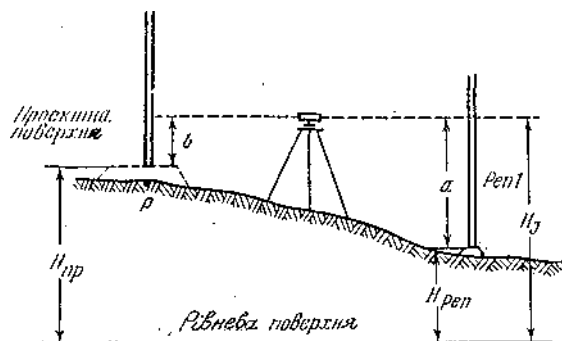


Рис. 15.24

Для контролю перенесення в натуру проектної відмітки виконують нівелювання від іншого репера або за іншою висотою приладу.

#### 15.9.4. Передача відмітки у глибокі котловани і на високі будівлі

Для передачі відмітки у глибокі котловани і на високі будівлі (монтажні горизонти) використовують рулетку, підвішену на кронштейні нулем вгору (рис. 15.25).

Спостереження ведуть на двох станціях. На кожній із цих станцій відліки беруть по рулетці і рейці, встановленій на реперах. Якщо відома відмітка  $H_A$  репера  $A$ , то відмітку  $H_B$  репера  $B$  обчислюють за формулою:

$$H_B = H_A + a - (l + b_1);$$

$$l = a_1 - b$$

де “ $a$ ” і “ $b_1$ ” – відліки по рейках;

“ $b$ ” і “ $a_1$ ” – відліки по рулетці.

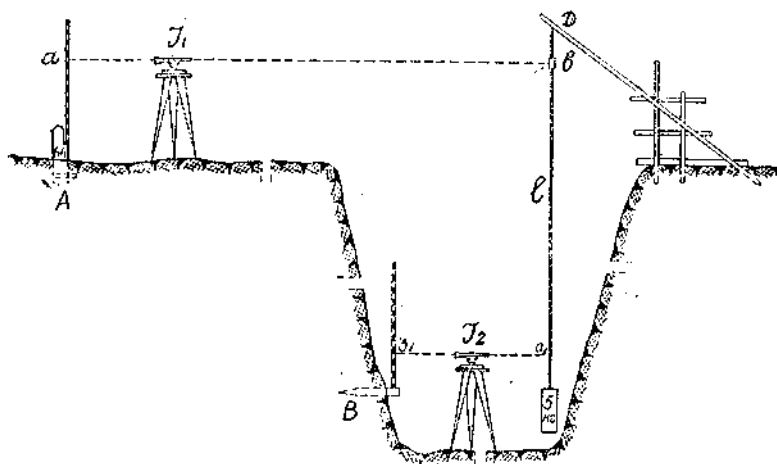


Рис. 15.25

До рулетки підвішують 5-кілограмову гирю, яку для зменшення коливань опускають у бочку з водою і тирсою.

На кожній станції спостереження ведуть при двох горизонтах інструмента. Бажано на



обох станціях спостереження вести одночасно двома нівелірами. Ці спостереження повторюють зі зміною місця інструмента.

Нівелір на станції устанавлюють так, щоб була додержана однакова відстань від інструмента до рейки і рулетки. Якщо необхідно передати відмітку на високі будівлі, тобто, коли необхідно обчислити відмітку  $H_A$  репера  $A$ , а відмітка  $H_B$  репера  $B$  відома, то використовують формулу:

$$H_A = H_B + (b_1 + l) - a.$$

### **Питання для самоконтролю до теми 15.**

1. Застосування геодезії в інженерно-будівельній справі.
2. Геодезична основа великомасштабних зніманих.
3. Особливості знімання забудованих територій.
4. Топографо-геодезичні роботи при вишукуванні трас залізниць і автомобільних доріг.
5. Нівелювання траси і поперечників.
6. Складання поздовжнього профілю.
7. Геодезична будівельна сітка.
8. Перенесення проекту споруди в натуру.
9. Елементи розмічувальних робіт.

## **ЛЕКЦІЯ 30-32. Тема 16. Автоматизація процесів наземних топографо – геодезичних робіт (бгод)**

16.1. Основні напрямки та технології автоматизації топографо-геодезичного вимірювання.

16.2. Автоматизація визначення висот.

16.3. Автоматизація визначення планового положення точок.

16.4. Автоматизація визначення просторового положення точок.

16.5. Автоматизовані динамічні топографічні системи.

16.6. Автоматизовані лазерно-паралактичні топографічні системи.

16.7. Електронна тахеометрія.

16.7. Автоматичні координатографи.

16.8. Перетворювачі аналогової інформації в цифрову.

16.9. Наземні лазерні сканери.

*Література: Островський А.Л., Мороз О.І., Тарнавський В.Л. Геодезія, частина II : підручник для вузів. Львів. НУ "Львівська політехніка", 2007. 508 с. (466-471)*

### **16.1. Основні напрямки та технології автоматизації топографо-геодезичного вимірювання**

Серед таких напрямків виділимо:

1) автоматизація польових робіт;

2) застосування комп'ютерів для математичного опрацювання вимірів;

3) застосування автоматизованих та автоматичних графопобудовувачів та координатографів для складання графічних планів на папері, пластиках та інших основах;

4) перехід від графічних паперових планів та карт до цифрових моделей місцевості (ЦММ) та цифрових моделей рельєфу (ЦМР) із застосуванням перетворювачів аналогової (безперервної) інформації в цифрову, дискретну, так званих дигітайзерів - оцифровувачів та сканерів.

Автоматизація технологічних процесів у будь-якому виробництві є найбільш перспективним, революційним напрямком розвитку галузей народного господарства.

Проте, об'єктивна оцінка показує, що стан автоматизації в різних галузях не однаковий. У той час, коли ряд галузей, особливо машинобудування, хімічне виробництво та деякі інші галузі, знаходяться на високому рівні перш за все завдяки розв'язанню найбільш важливих комплексних задач за допомогою комп'ютера, що дозволяє виділити загальні ланки процесів автоматизації та систематизувати їх на державному рівні, то одночасно існують галузі, у яких домінує ручна, низько кваліфікована та малопродуктивна праця.

Автоматизація технологічних процесів топографічного виробництва не досягла ще тої широти, яка властива високоавтоматизованим галузям виробництва. Особливо це стосується камерального (офісного) виробництва.

Для ілюстрації характеру розподілу затрат та сучасної тенденції автоматизації геодезичного виробництва доцільно навести таблицю за

даними США, взяту з роботи [19], де наводиться порівняльний аналіз продуктивності п'яти видів технічних засобів, що застосовуються під час наземного топографічного знімання однієї й тієї ж території послідовно трьома виконавцями (реєчників – два).

Таблиця 16.1

Визначення затрат для існуючих тенденцій автоматизації топографічного знімання

Тип приладу	Час у полі, ч/м	Обчислення, ч/м	Креслення, ч/м	Загальний запас, ч/м
Кіпрегель	4-50	-	-	4-50
Теодоліт	2-50	0-40	5-30	8-15
Тахеометр круговий	3-10	0-40	5-45	9-35
Тахеометр номограмний	3-40 -//-	0-20 -//-	4-05 2-15*	8-05 6-15
Тахеометр електронний	2-00 -//-	0-08 -//-	3-25 2-13*	5-33 4-21

\*викреслювання на автоматичному графопобудовувачі

Аналізуючи таблицю, неважко зауважити, що подані технології автоматизації малоефективні навіть у порівнянні з неавтоматизованим мензульним зніманням. Нижній рядок таблиці ілюструє межу перспектив у продуктивності праці навіть одним із найбільш автоматизованих приладів - електронним тахеометром.

Хоча час затрат зменшився, проте ефективність від'ємна через велику вартість приладу. У чому тоді зміст автоматизації? Відповідь на ці питання слід шукати у визначенні, що таке автоматизація та яку ступінь перспективності мають ті чи інші технічні рішення, направлені на автоматизацію.

*Автоматизація* - це такий розвиток виробництва, під час якого людина звільняється від безпосередньої участі в ланках технологічного процесу. Враховуючи таке визначення, можна сформулювати цілі автоматизації:

1. Підвищення ефективності суспільного виробництва за рахунок зниження долі живої праці та підвищення продуктивності обладнання;
2. Виконання робіт у небезпечних умовах або в місцях, недоступних людині;
3. Підвищення об'єктивності та точності результатів.

Джерелами ефективності автоматизації є:

1. Різка підвищення швидкості виконання технологічних операцій за рахунок ліквідації фізіології ручної праці, притаманної людині- оператору;
2. Поєднання часу виконання технологічних операцій шляхом універсализації технічних засобів, тобто, об'єднання технічних засобів зі збереженням їх функцій;
3. Підвищення частки чистого часу виконання технологічних процесів за рахунок підготовчих та допоміжних операцій;

4. Заміна технологічного процесу відповідно до вимог технічних засобів автоматизації (за умови збереження якості кінцевого продукту).

Таким чином, необхідно ретельно аналізувати технологічні процеси, щоб відшукати технічні засоби для автоматизації всіх операцій. Звернемо увагу на те, що майже половина затрат припадає на викреслювання паперових планів та карт навіть за умови застосування автоматизованих графопобудовувачів. Щоб подолати цю перепону, є лише один безальтернативний шлях, а саме: для успішного застосування сучасних комп'ютерів та засобів автоматизації необхідно замінити образно-знакові, паперові плани та карти на цифрові карти місцевості (ЦКМ).

Значний успіх у підвищенні ефективності продуктивності праці має універсализація приладів. У наш час це створення тотальних наземних станцій, а найновіші досягнення – це об'єднання наземних станцій із методами супутникової геодезії.

Одним із засобів підвищення швидкості виконання технологічних циклів є використання транспорту. Беззаперечно, застосування транспорту в топографо-геодезичному виробництві необхідно вдосконалювати.

У подальшому ми розглянемо автоматизацію наземних методів визначення висот, планового та просторового положення точок земної поверхні.

## **16.2. Автоматизація визначення висот**

Геометричне нівелювання - поки що неперевершений за точністю метод визначення висот. Проте, метод вимагає значних затрат праці, особливо, якщо необхідно визначити перевищення між значно віддаленими точками. Автоматизація нівелірних робіт починається із застосування компенсатора. Зауважимо, що перший рідинний компенсатор був запропонований конструктором Г. Ю. Стодолкевичем (СРСР) ще в 1945 році. Більше розповсюдження отримали маятникові компенсатори.

Проте, дійсно автоматичними нівелірами стали електронні, цифрові нівеліри. Класична форма нівелювання – ходами із застосуванням компенсаторів та спеціальних транспортних засобів дозволяє на 30-40% підвищити продуктивність робіт.

Подібна технологія із застосуванням компенсаторів місця нуля (місця зеніту) та автомашины виявилась ефективною для менших за точністю робіт - під час тригонометричного нівелювання тахеометрами, що дозволило скоротити час ще на 25-50% у порівнянні з геометричним нівелюванням.

Лазерні методи нівелювання підвищують об'єктивність та оперативність реєстрації результатів нівелювання. Проте, застосування позиційних випромінюючих нівелірів не демонструють помітних переваг перед відомими методами. Можна відмітити систему контролю планування (СКП-1), що ґрунтується на принципі лазерної площини та її використання на ділянках місцевості радіусом до 300 м.

Результати дослідження цієї системи підтверджують похибки системи  $\pm 3$  см для вказаної віддалі. Розширення просторового діапазону під час

використання променевих лазерних систем приводить до збільшення впливу рефракції, які можуть бути враховані, наприклад, за коливаннями зображень візирних цілей.

З позицій автономності, незалежності від зовнішніх умов та автоматизації нагадаємо про маятникові висотоміри-автомати. Таким чином, серед існуючих та перспективних геодезичних засобів нівелювання площ деякі з них після включення в агрегати комплексних засобів мають чітко виражені можливості автоматизації та різкого підвищення продуктивності.

### **16.3. Автоматизація визначення планового положення точок**

У цьому питанні необхідно окремо розглянути автоматизацію вимірювання кутів та ліній.

#### ***16.3.1. Автоматизація вимірювання горизонтальних кутів***

Вимірювання кутів складається з таких операцій:

1. Встановлення приладу над точкою - центрування;
2. Горизонтування;
3. Наведення візирної труби на ціль;
4. Відлічування горизонтального круга;
5. Опрацювання вимірів;
6. Урахування зовнішніх та інструментальних похибок кутомірних вимірів.

Для кутових вимірів так чи інакше автоматизуються всі перераховані операції, окрім встановлення приладу, точніше, встановлення горизонтального круга та алідади в горизонтальний стан, яке і в наш час виконується за допомогою циліндричного рівня. Центрування приладу виконується швидше і точніше завдяки лазерним вискам. Давно існують методи автоматизованого наведення труби на ціль.

Застосовуються кодові, імпульсні або динамічні методи електронних відліків та вимірів кутів. Частіше перевагу віддають останньому. Крім того, динамічний метод дає ще можливість орієнтувати горизонтальний круг відносно заданого напрямку.

Результати кутових вимірів відображаються на дисплеї і можуть бути записані в польовий журнал або в пам'ять приладу, а потім відправлені на зовнішній комп'ютер для подальшого опрацювання.

Автоматично компенсуються інструментальні похибки кутомірних приладів. Для цього, як відомо, у динамічній системі відліків використовують чотири зчитувачі відліків (чотири маски). Над нульовим діаметром лімба встановлюється одна пара фотодіодів, а зорова труба наводиться на другий напрямок кута. З цим напрямком співпадає друга пара фотодіодів.

Розташування обох пар фотодіодів точно не співпадає з напрямками нульового діаметра та візирної осі труби. Проте, виміри виконуються двома протилежними напрямками обертання круга. Завдяки діаметральному розташуванню чотирьох зчитувачів та обертанню круга під час вимірювання

у протилежних напрямках виключаються похибки, викликані неточним розташуванням кругів та зчитувачів, а саме:

- ексцентриситет лімба;
- ексцентриситет алідади.

Крім того, автоматично вводяться поправки за кривину Землі та нормальну рефракцію (на жаль, поправки за аномальну рефракцію не вводяться).

Динамічний прилад має додаткові, вмонтовані системи, що автоматично компенсують вплив нахилу вертикальної осі теодоліта (неточного горизонтування приладу) на значення горизонтальних та вертикальних кутів (раніше ми розглядали пристрої, які автоматично встановлюють МО (місце нуля) рівним нулю).

### ***16.3.2. Автоматизація вимірювання ліній***

Під час наземного великомасштабного знімання в наш час основним засобом лінійного вимірювання є світловіддалеміри з напівпровідниковими випромінювачами. Як відомо, вимірювання ліній складається з наступних дій:

1. Центрування;
2. Встановлення приладу в робочий стан (горизонтування);
3. Наведення труби на відбивач;
4. Вимірювання ліній, яке, у свою чергу, складається з:
  - отримання оптимального відбитого сигналу;
  - усунення несиметричності вимірювальних каналів;
  - розв'язку багатозначності;
  - виконання внутрішнього калібрування приладу.
5. Вимірювання та врахування параметрів зовнішнього середовища (метеоданих);
6. Опрацювання вимірів.

Друга дія (приведення в робочий стан, аналогічна тій, що і під час кутових вимірювань, ніколи не мала навіть спроб автоматизації. Перша дія - центрування с/в певною мірою, як і для кутових вимірювань, прискорюється тільки завдяки лазерним центрирам, але залишається ручною.

Спроби автоматизувати наведення труби продовжуються.

Але, по-суті, у наш час автоматизація процесу вимірювання повин починатися якраз із автоматизації саме лінійного вимірювання. Першим приладом, у якому було автоматизовано електромеханічним шляхом розв'язання неоднозначності, був світловіддалемір DL-10, створений у 1968 році фірмою Wild. У подальшому автоматизація пішла шляхом використання електронних пристроїв. Сьогодні у світловіддалемірах весь процес "вимірювання ліній" автоматизовано, проте різними способами. Автоматизація процесу врахування метеопоправки реалізована майже у всіх останніх моделях. Технічно цей процес розв'язується також по-різному.

Процес вимірювання метеопараметрів удало реалізований тільки у світловіддалемірі ME-3000. Це високоточний прилад, що вимірює віддалі до

3000 м із приладовою похибкою 0,2 мм. Виробники цього приладу сконструювали автоматизовану систему з вимірювання та врахування метеопараметрів, що розташована всередині приладу. Проте, щоб забезпечити високу точність вимірювання, недостатньо виміряти метеопараметри в одній точці лінії.

З появою світловіддалемірів із цифровими лічильниками опрацювання результатів стало практично складовою частиною вимірювання ліній. Деякі сучасні світловіддалеміри відображають на дисплеї не тільки багатократно виміряне середнє середнє значення віддалі, але й середні квадратичні похибки (DL- 38, 3805, Recota), а деякі виконують вимірювання доти, поки точність вимірювання не буде відповідати наперед заданій середній квадратичній похибці. Тому процес вимірювання затягується і, залежно від умов видимості, продовжується від 6 до 60 с. На жаль, виявляється, що автоматизація тільки лінійного вимірювання, як і тільки кутового вимірювання, не доцільні, оскільки не виконується принцип універсалізації приладів.

Тільки під час конструктивного поєднання лінійного та кутового вимірювання, тобто, по суті, переходу до планового, а ще краще, до просторового вимірювання, автоматизація стає більш доцільною та ефективною.

#### **16.4. Автоматизація визначення просторового положення точок**

Основним методом наземного визначення просторового положення точок є електронна тахеометрія. Взагалі тахеометричне знімання, як відомо, означає швидке знімання. Швидкість знімання досяглась, перш за все, завдяки заміні мірної стрічки нитковим віддалеміром: одним поглядом на рейку визначались віддалі. Подальшим удосконаленням була заміна кругового тахеометра номограмним, запропонованим Гамером у 1901 році. Номограмний тахеометр дозволяє без обчислень, користуючись відліками рейки визначати горизонтальні прокладення довжин ліній від тахеометра до рейки  $S$ , а також перевищення  $h$ .

Компенсатори нахилу - наступне важливе вдосконалення тахеометра, яке звільнило спостерігача від необхідності весь час виводити бульбашку рівня, скріпленого з вертикальним кругом, у нуль-пункт.

Компенсатор значно підвищив швидкість виконання топографічного знімання. Але найважливішим сучасним досягненням є електронні тахеометри – прилади, які здатні автоматизувати процеси одночасного вимірювання кутів і віддалей та їх комп'ютерного перетворення на просторові координати  $X, Y, Z$  пунктів, що спостерігаються.

Нагадаємо, що прилади, якими можна виконувати електронне вимірювання горизонтальних та вертикальних кутів і віддалей (нахилених, горизонтальних, вертикальних), називаються електронними тахеометрами.

Використовується два способи поєднання електронних теодолітів з електронними віддалемірами. Перший полягає в поєднанні віддалемірної і кутовимірної частин в одну систему вимірювання, що має спільну будову та

багато спільних елементів (наприклад, спільна зорова труба, мікропроцесор, фазометр, клавіатура, реєстратор). Такі системи називають *інтегрованими тахеометрами*.

Другий спосіб полягає в сполученні окремо сконструйованого віддалеміра з теодолітом (оптичним або електронним). Ці два прилади можуть незалежно виконувати свої призначення. Тоді це *модульний тахеометр*. У цих двох частинах (модулях) спільними частинами є тільки відбивач, візирні марки, штатив, інші деталі. У нових, інтегрованих тахеометрах, застосовують фазові віддалеміри, а для кутового вимірювання - один із методів електронного вимірювання кута: кодовий, імпульсний, частіше - динамічний.

Інтегровані тахеометри з високоточним вимірюванням кутів та ліній, автоматичним введенням інструментальних та інших поправок, здатні на пунктах спостережень виконувати широку програму опрацювання даних, включаючи визначення просторових координат  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ , отримали назву *тотальні станції* (Electronic total stations).

Окрім вимірювання кутів, ліній та координат  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  ці станції здатні виконувати ряд програм завдяки внутрішньому програмному забезпеченню:

- визначення недоступної віддалі;
- визначення недоступної висоти;
- винесення в натуру точок за їх координатами;
- визначення дирекційного кута. За координатами точки стояння і точки орієнтування автоматично вираховується дирекційний кут на точку орієнтування і горизонтальний круг приладу може бути встановлений за обчисленим дирекційним кутом;
- обернена засічка: за кутовими і лінійними вимірами на дві точки з відомими координатами обчислює координати точки стояння і дирекційного кута на точку, що буде спостерігатись наступною.

Особливо відзначимо компактні станції фірми Sokkia (Японія). Все керування приладом (SET-6E, SET-6F) виконується за допомогою кількох клавіш. Найновіші моделі з цієї серії – електронні станції SET500 та SET600. Вага цих приладів з акумулятором – 5 кг. Середня квадратична похибка вимірювання кута одним прийомом - 5" (1,5 МГон). Максимальна віддаль 4200 м. Точність визначення віддалі  $\pm (3 + 2 \cdot 10^{-6} D)$  (D - віддаль в км).

Останнім часом, як уже зазначалось, деякі фірми почали випускати *тотальні електронні нівелірні станції*, якими можна не тільки точно вимірювати перевищення, але й віддалі та горизонтальні кути. Тобто, такі станції здатні визначати просторові координати точок. До таких станцій можна віднести Dini 10T. Точність одного кілометра подвійного ходу - 0,3 мм. Лінії визначаються з похибками:

$$m_D = 0,5 D \times 0,001 \text{ м для інварних рейок};$$

$$m_D = 1,0 D \times 0,001 \text{ м для інших рейок.}$$

Так для  $D=100\text{м}$   $m_D=5 \text{ см}$  (для інвару);

$$m_D=10 \text{ см (для інших рейок).}$$



Горизонтальні кути вимірюються з похибками 6-7". Горизонтальні кути, як і перевищення, відображаються на дисплеї. Стандартні мінімальні величини:

- вимірювання перевищень - 0,01 мм;
- вимірювання віддалей - 1 мм;
- кутових вимірювань - 5".

Цифровий нівелір Dini 10T випущений до 150-річчя оптичної фірми Karl Zeiss. Подальше вдосконалення нівелірної станції - Dini 11T.

Дуже важливо, що деякі станції, наприклад, TM 3000 V фірми Leica (Швейцарія) відображають на дисплеї структурні характеристики турбулентності атмосфери  $C_n^2$ , а цифрові нівеліри SDL 30 фірми Sokkia (Японія) та Dini 22 фірми Zeiss-Trimble (Німеччина) відповідно, видають на дисплей квадратичні похибки  $m_{кв}$  відліку рейки, які пов'язані переважно з турбулентністю атмосфери, що викликає коливання зображень візирної цілі (поділок рейки). У наш час ці дані можна використати для визначення поправок за кутову аномальну вертикальну рефракцію  $\delta_{ан}''$  у виміряні вертикальні кути, а також поправок за лінійну вертикальну рефракцію  $r$  (мм) у відліку рейок або у виміряні на станції перевищення  $h$ .

Під час термічної турбулентності (яка діє у світлий період доби) існують залежності між  $C_n^2$  та аномальним вертикальним градієнтом показника заломлення повітря  $\frac{dn}{dz}$ , а також між  $m_{кв}$  і  $r$ . Виявилось, що

$$\left(\frac{dn}{dz}\right)_{ан} = C_n, \text{ тому } \delta_{ан}'' = \frac{1}{2} \rho'' \left(\frac{dn}{dz}\right)_{ан} \cdot 10^{-6} \cdot L.$$

Одночасно лінійна рефракція  $r$  може бути визначена за формулою:

$$r = \frac{m_{кв} \sqrt{L}}{2}.$$

У цих формулах  $L$  - довжина лінії в метрах.

Таким чином, щоб автоматизувати процес врахування кутової та лінійної вертикальних рефракцій, достатньо у внутрішній або зовнішній комп'ютер включити програму розв'язання простих формул.

Точність урахування рефракції для  $L = 100$  м оцінюється в 0,7" (0,3 мм), і до того ж ці (залишкові) похибки вже не систематичні, а випадкові.

### 16.5. Автоматизовані динамічні топографічні системи

Під динамічними топографічними системами розуміють системи, що використовують візирні цілі, розташовані на транспортних засобах, які весь час перебувають у русі. Планове положення візирної цілі визначаються різними способами (переважно лінійними, кутовими або комбінованими засічками), а висоти вимірюють або тригонометричним нівелюванням, або використовуючи лазерну горизонтальну площину.

Однією з найбільш відомих таких систем є автоматизована топографічна операційна система (АТОС), призначена для топографічного знімання в масштабі 1:2000 із перерізом рельєфу 0,5 м.

Польовий комплект АТОС установлено на автомобілі ГАЗ-66 і включає в себе:

1. Висотомір на базі опорної лазерної площини;
2. Чотири геодезичних радіовіддалеміри (два ведучі, два ведені) для визначення планового положення пікетів знімання;
3. Автоматизований реєстратор геодезичної інформації.

Висотомір складається з трьох частин: 1) випромінювача горизонтальної лазерної площини. Випромінювач установлюють на точках знімальної (робочої) мережі; 2) приймальної рейки, встановленої на кузові всюдиходу; 3) блоку підсилення також розміщеного на кузові.

Висота випромінювача може змінюватися в межах від 1 до 4,5 м за допомогою перевізної металевої піраміди.

Фотоприймальна рейка складається з 60 фотоелементів, оздоблених лінзами кругового огляду і закріплених через 5 см на робочій частині рейки довжиною 3 м. Точність визначення висот близько 7 см. Віддаль - 600 м.

Чотири радіовіддалеміри РДГВ (радіовіддалемір геодезичний, високоточний) дають можливість визначати планове положення пікетів способом оберненої лінійної засічки (віддалі 20-3000 м). У процесі знімання відомі станції знаходяться на двох точках робочої основи, ведучі - на транспорті. Транспорт рухається по дузі. Створи радіовіддалемірів повинні перетинатися під кутом близьким до 90°.

Пікети набираються по концентричних дугах на віддалі 15-30 м один від одного. Середня квадратична похибка визначення в русі планового положення пікету - 0,5 м.

Реєстратор польової інформації (РПІ 01) – магнітофон, що записує дані на компакт-касету. На одну касету записується 600-650 пікетів.

Камеральний комплекс складається з технічних засобів опрацювання інформації на базі експедиції або обчислювального центру. Технічними засобами є: мінікомп'ютер, автоматичний координатограф, пристрої вводу-виводу інформації. Склад польової бригади - 5 осіб (водій, оператор висотоміра, оператор радіовіддалеміра, 2 оператори станцій ведення).

### **16.6. Автоматизовані лазерно-паралактичні топографічні**

Такі системи також використовують принцип створення лазерної площини, але в іншому варіанті. Випромінювач має лазерний передавач з головкою, що повертається, та радіопередавач. Лазерний передавач формує два пучки променів: горизонтальний і нахилений до горизонту під деяким постійним кутом. Приймальний пристрій виконано у вигляді фотоприймача з об'єктивом кругового огляду, розміщеного зверху телескопічної штанги, на якій також закріплені радіоприймач і обчислювальний пристрій. Передавальний (випромінюючий) пристрій установлюють на точках геодезичної основи, а приймальний - на пікетах.

Висоту пікетів визначають фіксацією фотоприймачем країв горизонтального променя, а віддаль - паралактичним методом, використовуючи відомий вертикальний кут (постійний) та вимірне перевищення  $H$  між горизонтальним і нахиленим пучками променя над пікетом.

Оскільки  $h_i = S_i \cdot \operatorname{tg} \nu$ , то виміривши  $h$ , для відомого  $\operatorname{tg} \nu$  знайдемо:

$$S_i = \frac{h_i}{c}, \text{ де } c = \operatorname{tg} \nu.$$

Інформація про кут обертання головки відносно початкового напрямку передається радіопередавачем і приймається радіоприймачем приймального пристрою. Описаний метод можливий тільки на відкритій рівнинній місцевості. Більш універсальним є спосіб електронної тахеометрії.

### 16.7. Електронна тахеометрія

Як відомо, тахеометрія призначена для визначення положення пунктів на основі вимірів горизонтального кута  $\alpha$ , вертикального (зенітного) кута  $\beta$  та нахиленої віддалі  $S$  до призми, що рухається або знаходиться в нерухомому стані (рис. 16.1).

Кути  $\alpha$ ,  $\beta$  та нахилена віддаль  $S$  вимірюються автоматично.

На сучасних штангах призм-відбивачів світла додатково кріпляться:

1. Сенсори-пристрої для відшукування й автоматичного наведення труби тахеометра на рухому або нерухому призму;
2. Радіомодуль (або лазерний модуль) з графічним дисплеєм і клавіатурою (подібною на ту, що в тахеометрі) для дистанційного керування тахеометром (із точки стояння призми);
3. Комп'ютер із системою електронного опрацювання даних та пам'яттю, дисплеєм, клавіатурою, бібліотекою програм вимірів.

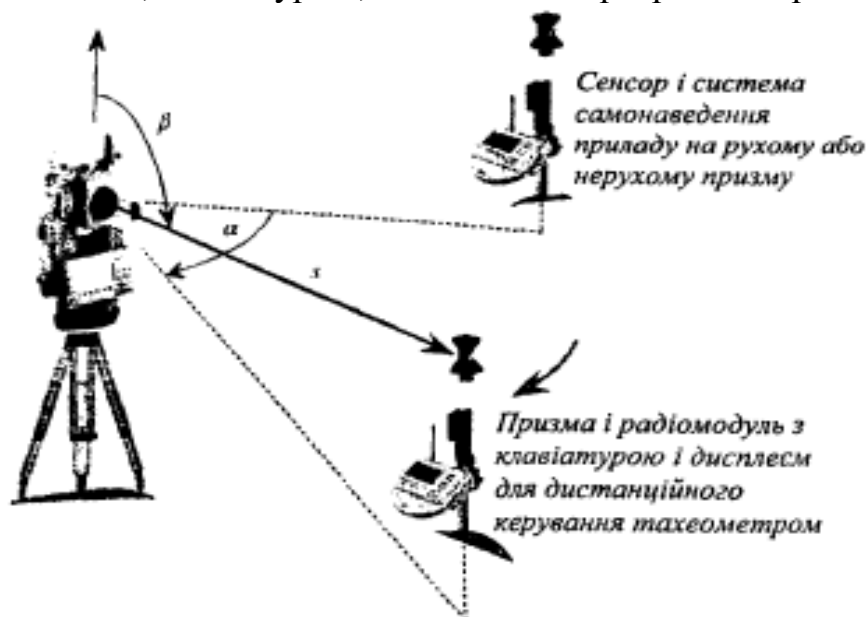


Рис. 16.1

Середні похибки вимірювання сучасними тахеометрами, наприклад, фірми Leica TP8 1100:

- середня похибка вимірювання кутів  $\tau_a = 1,5''$ ;
- середня похибка вимірювання віддалі  $8, \% = 2+25$  (км) мм;
- максимальна віддаль – 3 км;
- час вимірювання - 1 секунда;
- графічне відображення - 8 ліній по 32 знаки,
- вага - 4,7 кг.

Зрозуміло, що за такої точності вимірювання тахеометр може використовуватися не тільки для топографічного знімання (Рис. 16.2), але і для розв'язання багатьох задач інженерної геодезії та геодинаміки.

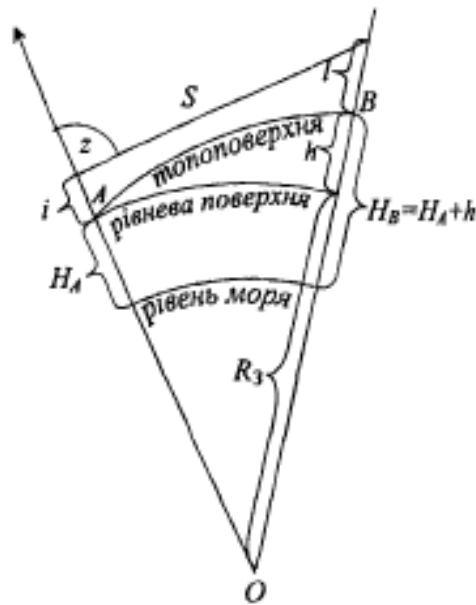


Рис. 16.2

### Тахеометр Topcon ES-65



Рис. 16.3

Електронний тахеометр поєднує теодоліт, світлодіод і мікроЕОМ, дозволяє виконувати кутові та лінійні вимірювання та здійснювати спільну обробку результатів цих вимірювань (Рис.16.3).

Провідні виробники електронних тахеометричних систем: "Spectra Precision" (Швеція/Німеччина), "Leica" (Швейцарія), "Sokkia", "Topcon", "Nikon", "Pentax" (Японія), "Trimble" (США), "УОМЗ» (Росія).

Електронні тахеометри (ЕТ) ділять на ЕТ з візуальним відліком кутів та ЕТ з електронним відліком (Total station – універсальні станції).

У першому випадку відліки по шкаловому мікрометру або оптичному мікрометру, що знімаються візуально, вводять у процесор ручним набором на клавіатурі, а в другому кути в цифровому вигляді виводяться на табло. Лінійні величини виводяться на табло завжди.

Автоматичне зчитування кутів виконується шляхом їхнього переведення в електричні сигнали за допомогою аналого-цифрових перетворювачів (АЦП). Застосовують переважно два види АЦП – кодовий та інкрементальний (цифровий, дигітальний).

При кодовому методі лімба є кодовим диском з системою кодових доріжок, що забезпечують створення сигналів 0 і 1 у двійковій системі обчислення або сигнали в двійково-десяткових кодах, циклічних та ін. Кодовий метод є абсолютним, у якому кожному напрямку однозначно відповідає певний кодований вихідний сигнал.

Для зчитування інформації з кодових дисків зазвичай використовують фотоелектричний спосіб, у якому диск просвічують світловим пучком, що надходить на фотоприймальний пристрій, і в результаті на виході отримують комбінації електричних сигналів, що відповідають певним значенням напрямків. Потім електричні сигнали надходять у логічні схеми, й у результаті вимірювана величина у цифровому вигляді відтворюється на табло.

В інкрементальному методі використовують штриховий растр (систему радіальних штрихів), який через однакові інтервали (до 100 штрихів на 1 мм) наносять на зовнішній край лімбу або аліади. Штрихи та рівні їм за товщиною інтервали створюють послідовність елементів «так-ні», які називають *інкрементами*.

Зчитування виконують також оптичним способом, числу минулих інкрементів відповідає кількість світлових імпульсів, що надійшли на світлоприймач. Для обліку напрямку обертання кола використовують два фотоприймачі, що сприймають імпульсні сигнали, зсунуті по фазі на  $90^\circ$ , що досягається відповідним розміщенням фотоприймачів щодо растру або використанням двох однакових растрів, зрушених відносно один одного на  $1/4$  інкремента.

Інкрементальний метод є відносним, ним вимірюють кути, а кодовим, який є абсолютним, – напрямки. Для підвищення точності застосовують системи, що містять кілька розташованих певним чином щодо кола пар фотодіодів, сигнали від яких зсунуті по фазі, спільна обробка сигналів дає високу кутову роздільну здатність.

Мікропроцесори в електронних тахеометрах використовують для управління, контролю та обчислень. На табло за командою з пульта управління процесора можуть видаватися похилі відстані, горизонтальні прокладання, горизонтальні та вертикальні кути, перевищення та інше на зовнішній накопичувач.

Використання електронних тахеометрів пов'язане із зміною

традиційних методик та технологій геодезичних робіт. Так, порівняно з існуючою технологією виконання традиційних топографічних знімів електронна тахеометрія має низку незаперечних переваг.

У разі використання електронних тахеометрів можна зробити топографічні знімання шляхом реалізації технологій електронно-блокової тахеометрії. Їх суть у тому, що весь об'єкт, який підлягає зніманню, поділяють на окремі ділянки-блоки. У межах блоку знімання виконують з одного встановлення електронного тахеометра. При цьому знімальне обґрунтування попередньо не створюється, воно формується у процесі знімальних робіт.

Електронно-блочна тахеометрія може бути реалізована в декількох варіантах: послідовно розташованими станціями (послідовна тахеометрія), вільними станціями (кускова тахеометрія) та їх комбінацією. У будь-якому випадку зв'язок між блоками забезпечується наявністю сполучних точок.

Тахеометрія вільними станціями заснована на використанні для визначення положення станцій просторових, кутових, лінійних та комбінованих засічок. Для здійснення цієї технології знімання достатньо мати розріджену, довільно розташовану геодезичну основу. Прив'язка вільної станції проводиться до мінімальної кількості вихідних пунктів, її координати можна визначити способами обернених лінійно-кутових засічок (рис.16.4).

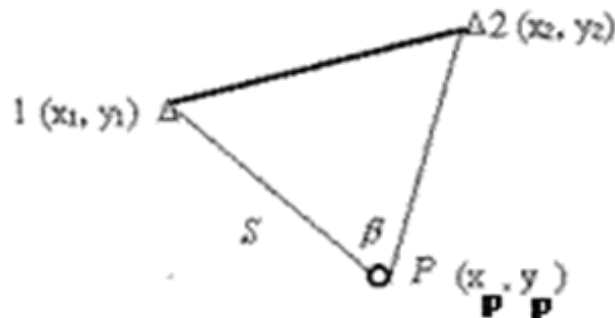


Рис. 16.4.

Положення знімальної станції P можна отримати шляхом вимірювання відстані S на один із вихідних пунктів та кута  $\beta$  між двома вихідними пунктами. Тоді

$$x_p = x_2 + s_{2p} \cdot \cos \alpha_{2p} \quad y_p = y_2 + s_{2p} \cdot \sin \alpha_{2p}$$

$$\text{де } \alpha_{2p} = \alpha_{21} - \gamma; \quad \gamma = \arcsin[(S \cdot \sin \beta / b)]; \quad S_{2p}^2 = b^2 + S^2 - 2bS \cdot \cos[180^\circ - (\beta - \gamma)].$$

При використанні загальноприйнятих схем засічок відзначимо, що для визначення положення знімальної станції, крім планових координат вихідних пунктів, необхідно знати їх висоти.

Визначення позначок станцій електронним тахеометром здійснюється тригонометричним нівелюванням, для цього необхідно зі станції виміряти кут нахилу та відстань на точку, відмітка якої відома (рис.16.5).

$$H_{cm} = H_{вих} - h - i;$$

$$de\ h = S \cdot \sin \nu = d \cdot \operatorname{tg} \nu ;$$

$d$  - горизонтальне прокладання, яке можна визначити, згідно з рис.16.6. за формулою  $d = b \cdot \sin \beta_2 / \sin(\beta_1 + \beta_2)$

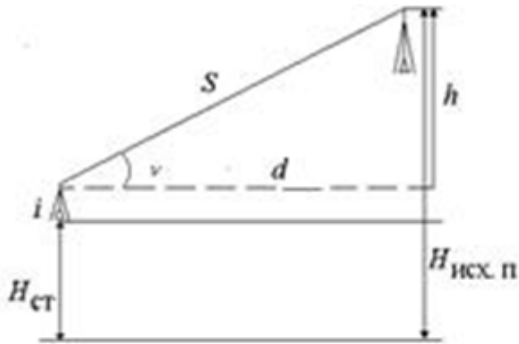


Рис. 16.5.

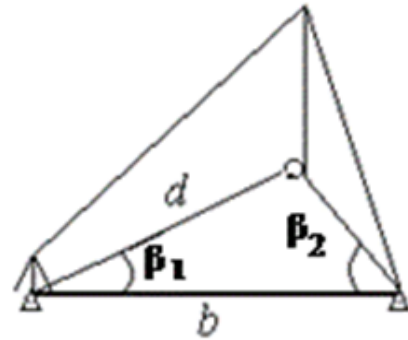


Рис. 16.6.

Тахеометрія вільними станціями представлена на рис.16.7

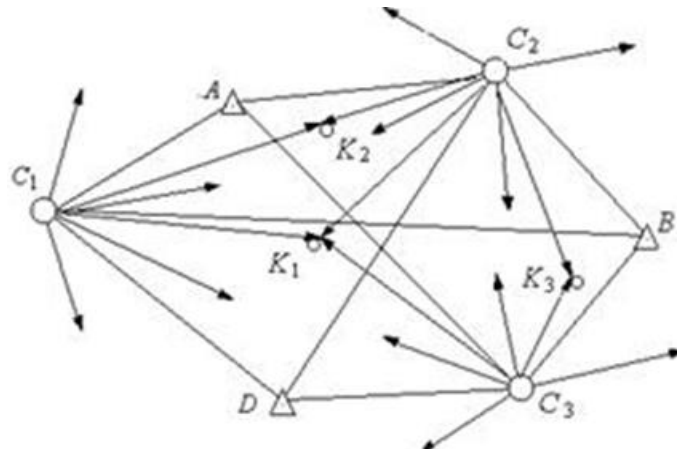


Рис.16.7

Тут послідовність виконання знімання та зони розташування станцій  $C_1, C_2, C_3 \dots$  не регламентуються нічим, окрім видимості на пункти геодезичної основи  $A, B$  та  $D$ . У процесі знімання для контролю ряд точок  $K_1, K_2, K_3 \dots$  визначають двічі від різних знімальних станцій (блоків). Контроль може бути здійснений шляхом виконання надлишкових вимірювань. Особливістю цього способу є і те, що знімання можна робити з високих стійких засобів пересування або на забудованих територіях з дахів висотних будівель з хорошим круговим оглядом місцевості, що забезпечує великий радіус знімання.

Пунктами вихідного геодезичного обґрунтування, що використовуються для визначення координат і висот станцій блокової тахеометрії, можуть служити маячкові пікети. Ними є місцеві предмети (телевежі, димові труби, шпилі будівель, блискавковідводи тощо), координати та висоти верхівок яких або їх характерних елементів відомі.

Як зазначалося, найбільш раціональними геодезичними побудовами при реалізації електронно-блокової тахеометрії є геодезичні засічки.

Найбільш оптимальним видом засічки буде комбінована, тому що при цьому виконується мінімум вимірювань (див. рис.16.8).

При послідовному здійсненні низки комбінованих засічок формується послідовна електронно-блочна тахеометрія, однією з особливостей якої є створення знімального обґрунтування спільно зі зйомкою пікетів. Вона може бути представлена повною (а) або координатною (б) прив'язкою у вигляді замкнутих (в) або висячих (г) ходів (рис.16.8).

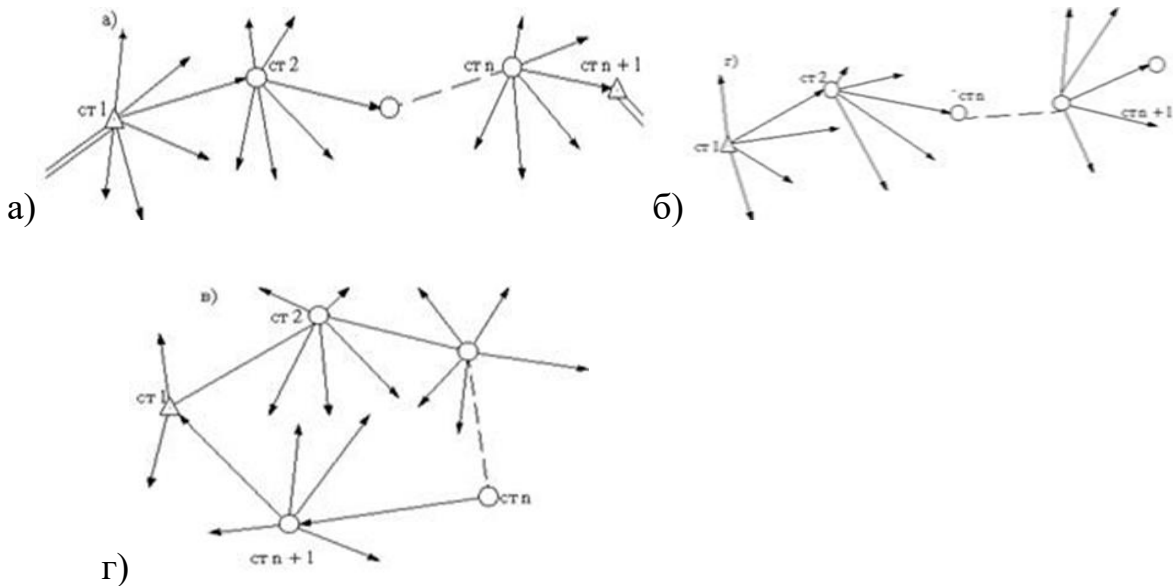


Рис. 16.8.

Іншою особливістю електронно-блокової тахеометрії є те, що в ходовій лінії (за ходову лінію приймається лінія, прокладена між опорними геодезичними пунктами та всіма станціями) для кожної сторони відомі збільшення координат, а горизонтальні кути – тільки на станціях стояння інструменту (рис.16.9)

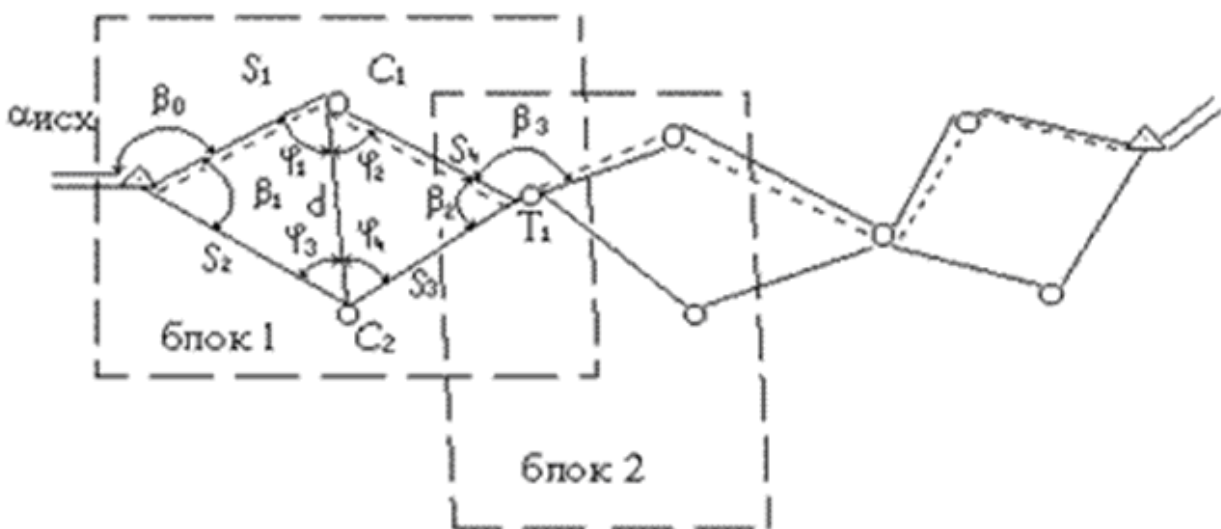
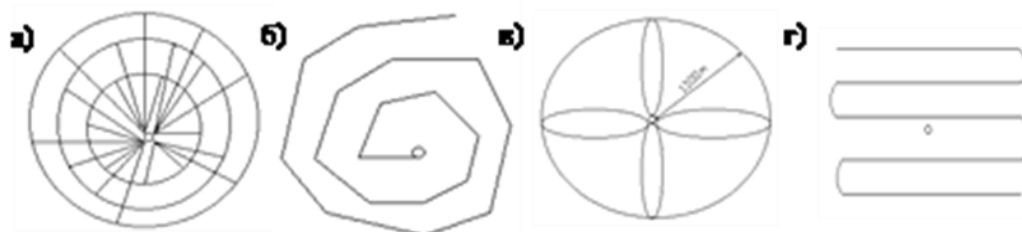


Рис. 16.9.



Особливістю цього методу є те, що видимість між суміжними знімальними станціями, на яких встановлюється електронний тахеометр, є необов'язковою. Зв'язок між сусідніми блоками здійснюється лише наявністю двох сполучних точок на кожній із суміжних сторін блоків.

Методика виконання знімання пікетів при електронно-блоковій тахеометрії можлива за такими схемами (рис.16.10).



Схеми знімання пікетів при електронно-блоковій тахеометрії:  
а – за радіусом; б - по спіралі; в – променевиий; г – зигзагом.

Рис. 16.10

При наборі знімальних пікетів за такими схемами легко здійснюється контроль розташування, який залежить від розташування самого пікету на знімальній лінії. При коригуванні знімання легко відновлюється положення будь-якого пікету за номером.

Останніми розробками в галузі електронної тахеометрії є комплекси, у яких електронний тахеометр та супутниковий (GNSS) приймач об'єднані в одну систему, наприклад, SmartStation компанії Leica (рис. 16.11). Перевагою цієї системи є те, що при зніманні немає необхідності в наявності опорного обґрунтування, прокладання довгих ходів та виконання зворотних засічок.

*SmartStation* встановлюється там, де зручно, GNSS-приймач визначить місце розташування і можна розпочинати знімання тахеометром. Повна сумісність із GPS надає нові можливості під час знімань. Знімання легше, швидке і з меншою кількістю перестановок.



Рис. 16.11

Електронна тахеометрія дозволяє вирішувати такі завдання:

- 1) згущення геодезичної мережі методом полігонометрії;
- 2) вимірювання сторін у трилатерації;
- 3) створення планово-висотного обґрунтування;
- 4) прив'язування знімків;
- 5) топографічне великомасштабне знімання місцевості;

- 6) геодезичні роботи при інженерно-геодезичних вишукуваннях;
- 7) геодезичне забезпечення монтажних робіт при будівництві будівель та інженерних споруд;
- 8) геодезичні роботи на будівельних майданчиках та багато інших завдань геодезії, земельного та міського кадастру тощо.

### **16.8. Автоматичні координатографи**

Автоматичні координатографи (АК) є системами, що складаються з:

1. координатографа;
2. обчислювальної машини (ОМ), комп'ютера;
3. робочих пристроїв та приладів;
4. допоміжного обладнання.

Координатограф складається зі стола, на якому розташовують план чи карту, та обвідного рухомого пристрою (курсору), що, переміщуючись, вказує точки або лінії, які слід наносити. Робочими приладами є креслярські пера, гравірувальні різці та різні головки. У нових моделях координатографів широко використовуються світлові головки, що можуть гравірувати на пластиках або креслити на фотоплівках та інших основах.

Переміщення креслярського пера реалізується автоматично і керується комп'ютером. До допоміжного обладнання можна віднести пульт керування, пристрій введення та виведення інформації. Інформація для АК може подаватися безпосередньо з великої ЕОМ або через проміжні носії: магнітні стрічки, диски і т. д. АК використовуються під час виготовлення оригіналів карт та планів на папері, пластиках та інших основах, а також для отримання графічної інформації у вигляді різних проектів, схем, робочих креслень та інших документів.

Існує більше 100 різних систем автоматичних координатографів.

Детальний їх опис не має сенсу. Описи та рекомендації доцільного використання координатографів, зазвичай, подаються у відповідних інструкціях.

### **16.9. Перетворювачі аналогової інформації в цифрову**

До перетворювачів аналогової (безперервної) інформації в цифрову (дискретну) відносять прилади, що дозволяють перетворювати графічне зображення карт, планів, аерофото- та наземних знімків у цифрову форму у вигляді координат точок, що складають елементи карти, плану, фотознімка. Якщо ці перетворювачі дозволяють додавати цифрові коди для ідентифікації елементів плану, карти, фотознімка, то такі перетворювачі називають дігітайзерами. Ця назва походить від англійського слова «digit» (цифра). У літературі зустрічаються й інші назви таких приладів: дігімітер, цифрувач.

Дігітайзер, як і координатограф, це також креслярський стіл, по якому рухається обвідний пристрій. Цей рух у вигляді плоских координат точок фіксується на спеціальному дисплеї механічним, електричним або **іншим способом**.

Перетворювачі дуже широко використовуються для:

- складання топографічних карт за картами більш великого масштабу;
- перетворення фотознімків із центральної проєкції в ортогональну проєкцію;

- складання цифрових карт за графічними картами;
- створення банків топографічних даних.

Розрізняють три види дигіталізації:

а) точкова; в) лінійна; с) поверхнева.

Поверхнева дигіталізація ще називається растровим скануванням.

Ці види дигіталізації подані на рис. 16.12. Перетворювачі класифікуються за рядом ознак. Однією із вдалих класифікацій слід вважати способи координування вихідних даних. За цією ознакою перетворювачі можна класифікувати на: 1) слідкуючі (обвідні); 2) електронно-променеві (дисплеї); 3) сканери; 4) оптично читаючі машини. Більшість перетворювачів відносяться до обвідних. Лінії відслідковуються і точки координуються через заданий інтервал.

Дисплеєм називається електронний пристрій, призначений для введення графічної інформації на електронно-променеву трубку (ЕПТ) та виведення інформації після перетворення.



Рис. 16.12.

Примітка. Під час площинної дигіталізації пікселями записується ступінь почорніння (сірості) або кольору кожного елементу образу. На рис. 16.12 показано в колі фрагмент поверхні з найпростішим однобітовим записом: 1 – відповідає чорному пікселю; 0 – навпаки, пікселю білому.

Якщо зображеннями на екрані можна керувати (виправляти, витирати, пересувати), то дисплей - інтерактивний; у протилежному випадку - пасивний. Сканери призначені для площинного перетворення. У сканери вмонтовано матриці пікселів, які здатні перетворювати центральні проєкції в ортогональні, графічні, цифрові. Сканери складні електронно-оптичні системи. Кольоровий сканер "Дельта" може опрацьовувати знімки розміром до 470x320 мм і рулонні фільми шириною до 320 мм. Сканер має 3175 пікселів розміром 8  $\mu\text{m}$ .

Оптичні зчитуючі машини дозволяють читати сторінки з текстом або символами.

### 16.10. Наземні лазерні сканери

Наземні лазерні сканери є найсучаснішим, оперативним, швидким та високопродуктивним засобом просторового знімання не тільки точок земної поверхні, але й, що дуже важливо, просторового знімання споруд,

пам'ятників та інших культурних надбань людства. Наземні лазерні сканери дозволяють отримати найбільш точну та найбільш повну інформацію про просторові об'єкти. Суть технології - у швидкому визначенні одним візуванням просторових координат багатьох точок поверхні об'єкта.

Процес реалізується завдяки вимірюванню віддалей до всіх точок об'єкта, положення яких визначається за допомогою імпульсного лазерного віддалеміра, що працює без відбивача. Вимірювання виконуються з дуже великою швидкістю - тисячі, інколи десятки тисяч вимірів за секунду.

На шляху до об'єкта імпульси лазерного віддалеміра проходять через систему, що складається із двох дзеркал, які можуть повертатися. Одне дзеркало відповідає за вертикальне зміщення променя, друге – за горизонтальне. Дзеркала сканера керуються прецизійними (точними) сервомоторами. У кінцевому результаті саме ці мотори визначають точність напрямку променя лазера на об'єкт, знімання якого виконується. Знаючи кут повороту дзеркала в момент спостереження та вимірювану віддаль, процесор вираховує координати кожної точки. Керування роботою лазерного сканера виконується портативним комп'ютером за допомогою спеціальних програм. Найбільш удалими програмами керування роботою сканерів вважається комплекс програм "Cyclone", найбільш досконалими наземними сканерами в наш час вважаються сканери HDS 3000 фірми Leica. Назвати цей сканер найкращим у своєму класі дозволяє цілий ряд його властивостей, а саме:

- область сканування з однієї точки - 360° (по горизонту та 270° по вертикалі);
- точність визначення просторових координат точки  $\pm 6$  мм для віддалі 50 м;
- діаметр лазерної плями менше 6 мм на віддалі 50 м;
- спеціальна цифрова фотокамера з можливістю автоматичного калібрування;
- вибірковість області сканування;
- гнучка система енергозабезпечення із заміною батарей режимі "pot-swap" (без зупинки).

На рис. 16.13 подано загальний вигляд наземного сканера HDS 3000.

У табл.16.2 подано його технічні характеристики.



Рис. 16.13.

Таблиця 16.2

Характеристики	Величини
Точність визначення положення точки	6 мм на 50 м
Точність вимірювання віддалі	4 мм
Кутова точність, мікрорадіани	60 («12"»)
Тип лазера	імпульсний
Максимальна віддаль	100 м
Частота сканування (точок на секунду)	
Вибірковість по вертикалі (горизонталі), мм	1,2 між точками для S = 50 м
Максимум точок по вертикалі (горизонталі)	5000 / 20000
Поле зору по вертикалі (горизонталі)	270 ° / 360 °
Відеопошук	вмонтована цифрова камера
Відеонаведення	визначається користувачем одне фото 24x24 1024x1024 пікселів
Час роботи акумулятора, год	до 6
Розмір сканера, мм	265x370x510
Маса, кг	15

Комплекс "Cyclone" об'єднує декілька програм. Серед них відзначимо Cyclone MODEL. Ця програма володіє унікальним набором функцій для створення тривимірних моделей об'єктів на основі множини визначених точок, що дістали назву "хмари точок" і за допомогою яких можна отримати тривимірні моделі складних промислових об'єктів. Їх знімання традиційними способами зайняло б неймовірно велику кількість часу. Також у наборі засобів Cyclone MODEL є можливість побудови нерегулярних мереж трикутників, що відображають поверхню складних об'єктів. Такий підхід дає змогу отримати просторові моделі рельєфу у вигляді звичного для нас фотоплану. Тобто програма дає змогу вибрати з "хмари" точок необхідні фрагменти та очистити цей об'єкт знімання від непотрібних деталей, спростити опрацювання та підвищити точність.

На закінчення опису сканерів ще раз зазначимо, що сканування застосовується у різних галузях діяльності людини: в архітектурі й археології, у промисловому, цивільному та транспортному будівництві, у машинобудуванні, у нафто-газовій та інших галузях.

### **Питання для самоконтролю**

1. Основні напрямки та технології автоматизації топографо-геодезичного вимірювання.
2. Автоматизація визначення висот.
3. Автоматизація визначення планового положення точок.
4. Автоматизація визначення просторового положення точок.
5. Автоматизовані динамічні топографічні системи.
6. Автоматизовані лазерно-паралактичні топографічні системи.
7. Електронна тахеометрія.
8. Автоматичні координатографи.
9. Перетворювачі аналогової інформації в цифрову.
10. Наземні лазерні сканери.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Геодезія та землеустрій: монографія / за ред. Р. І. Розума. Тернопіль: ТНЕУ, 2020. 247 с.
2. Горлачук В.В., Семенчук І.М., Анисенко О. В., Мацко П. В. Геодезія. Херсон: ОЛДІ-ПЛЮС, 2015. 252 с.
3. Грабовий В.М. Геодезія : навчальний посібник. Житомир: ЖДТУ. 2004. 455 с.
4. Дмитрів О.П. Геодезія. Частина I : навчальний посібник. Рівне : НУВГП, 2019. 166 с.
5. Інструкція з топографічного знімання у масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 та 1:500, затверджена наказом Головного управління геодезії, картографії та кадастру при Кабінеті Міністрів України від 9 квітня 1998 року № 56.
6. Інструкція користувача для електронного нівеліра EL-32.
7. Інструкція про типи центрів геодезичних пунктів (ГКНТА-2.01,02-01-93), затверджена наказом Головного управління геодезії, картографії та кадастру при Кабінеті Міністрів України від 19.05.1993 N 23.
8. Островський А. Л., Мороз О. І., Тарнавський В.Л. Геодезія. Частина II: Підручник для вузів. Львів. НУ «Львівська політехніка», 2007. 508 с.
9. Тельнов В. Г. Геодезія : навчальний посібник. Дніпро : НТУ, 2019. 317 с.
10. Топографо-геодезична та картографічна діяльність: Законодавчі та нормативні акти. В 2-х частинах. Ч.1. Вінниця: Антекс, 2000. 408 с.
11. Топографо-геодезична та картографічна діяльність: Законодавчі та нормативні акти. В 2-х частинах. Ч.2. Вінниця: Антекс, 2002. 656 с.
12. Шаульський Д.В. Конспект лекцій з дисципліни «Основи геодезії» (для студентів 1 і 3 курсів денної форми навчання, напряму підготовки 6.060102 «Архітектура» спеціальності «Містобудування»). Харків: ХНАМГ, 2012. 55 с.

*Навчальне видання*

**Калинич І.В., Карабінюк М.М., Ничвид М.Р., Пічкарь Л.І.**

# **ГЕОДЕЗІЯ**

**КУРС ЛЕКЦІЙ**

Складено у відповідності з робочою навчальною програмою для фахових коледжів спеціальності 193 Геодезія та землеустрій

Гарнітура Times New Roman.

Формат 60x84/16.

Ум.друк.арк. 17,2. Обл.вид.арк. 12,0.

Зам. № 24. Наклад 100 прим.

Видавництво УжНУ «Говерла»

88000, м. Ужгород, вул. Капітульна, 18.

E-mail: [goverla-print@uzhnu.edu.ua](mailto:goverla-print@uzhnu.edu.ua)

*Свідоцтво про внесення до державного реєстру видавців,*

*виговівників і розповсюджувачів продукції*

*Серія 3т № 32 від 31 травня 2006 року*